

平成 28 年度林野庁委託事業

都市の木質化等に向けた新たな製品・技術の開発・普及委託事業

～CLT 等接合部データ収集～

高耐力の水平荷重を負担できる

CLT と横架材で構成する工法の開発

木構造振興株式会社

平成 29 年 3 月 10 日

委員名簿

委員長 腰原幹雄 東京大学生産技術研究所 教授

荒木康弘 建築研究所構造研究グループ 主任研究員

近藤一夫 元 広島大学工学部准教授

田中 圭 大分大学工学部准教授

光井周平 呉工業高等専門学校助教

早崎洋一 建材試験センター西日本試験所 主任研究員

事務局：原田浩司 木構造振興 客員研究員

鈴木 圭 木構造振興 主任研究員

はじめに

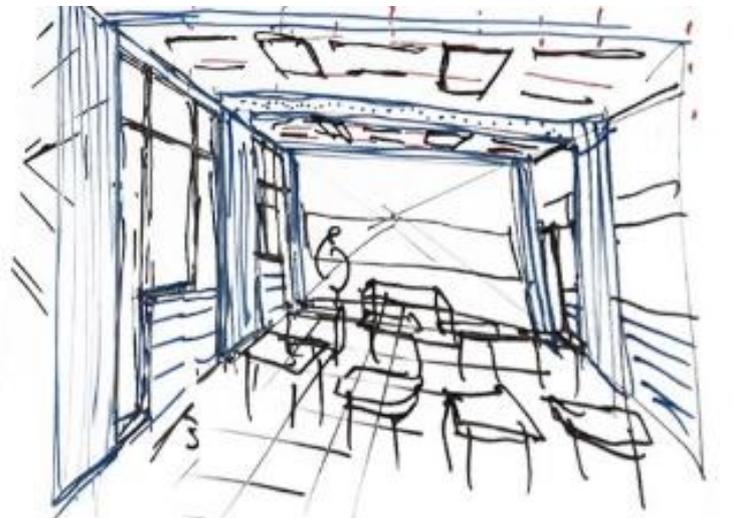
平成 27 年の建築基準法の改正により、3 階建て学校校舎は準耐火建築物で建築可能になった。3 階建て学校校舎では、8m×8m を基本とする比較的大きな教室空間が必要とされるとともに多層化のため 1 階部分で負担する地震力は大きくなる。一方、教室の採光を考慮すると大きな開口が必要とされ、設置できる耐力壁の長さは制限をうける。このふたつの条件を満足するためには、高性能な耐力壁の整備が必要となる。

また、平成 28 年には、CLT パネル工法の告示が制定され、CLT を用いた建築の設計法も整備されはじめた。CLT による耐力壁は、高耐力の実現が可能であるが、CLT パネル自体の剛性が高いため、靱性、変形追従性を確保するためには、周辺の接合部の金物を変形させることでその性能を確保する必要があるが、伸び量を大きくして大変形に追従させるためには、1m を超える長いボルトなどの接合金物が必要となる。一方、木材部分で靱性を確保しようとする圧縮による繊維直交方向のめり込み変形を利用することが有効である。

また、8m×8m の教室に用いる床、屋根の横架材では荷重、スパンが大きくなため、クリープを考慮した変形制限、振動障害防止、遮音性能向上などを満足させるためには、十分な断面の部材が必要とされる。

これらを踏まえ、大断面集成材の横架材で床を構成し、壁に面内せん断耐力が高いと期待される CLT を利用した 3 階建て校舎用の耐力壁システムを開発目標とした。この要求条件に対しては、CLT パネル上部の大断面の横架材の曲げ戻し効果による靱性を確保した耐力壁システムが適切と考えられる。また、耐力壁の目標性能は教室桁行方向で十分な採光が可能となるものとした。

使用方法、適用範囲、目標性能を明確にした高耐力 CLT パネル工法の実用化により、3 階建て学校校舎が、実現しやすい環境が整えられることを期待している。



3 階建 CLT パネル工法校舎の内観イメージ

都市の木質化等に向けた新たな製品・技術の開発・普及委託事業
～CLT等接合部データ収集～
「高耐力の水平荷重を負担できるCLTと横架材で構成する工法の開発」

報告書 目次

*委員名簿

*はじめに

第1章	本事業の概要	1-1
1.1	本事業の目的	1-1
1.2	平成27年度事業における課題整理	1-1
1.3	実施内容	1-4
1.4	実施体制	1-5
第2章	対象とする建築物の概要	2-1
2.1	設計条件	2-1
2.1.1	平面計画	2-1
2.1.2	仮定荷重	2-2
2.2	長期荷重に対する安全性の検証	2-4
2.2.1	床梁の検討	2-4
2.2.2	壁柱にかかる常時荷重に対する座屈の検討	2-4
2.2.3	1階壁柱にかかる常時荷重に対する2階桁のめり 込みの検討	2-7
2.3	耐震フレームが受ける必要水平力の整理	2-8
2.4	耐震フレームの構成	2-12
第3章	耐震フレームの構面せん断試験	3-1
3.1	試験概要	3-1
3.2	試験方法	3-2
3.3	評価方法	3-3
3.3.1	せん断変形角の算定	3-3
3.3.2	耐力壁1枚あたりの短期基準せん断耐力の算定	3-3
3.3.3	完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び 終局耐力等の求め方	3-4

3.4	第1回目構面せん断試験	3-5
3.4.1	試験体番号 1F-E	3-5
3.4.2	試験体番号 1F-F	3-8
3.4.3	試験体番号 2F-C	3-11
3.4.4	考察	3-14
3.5	第2回目構面せん断試験	3-19
3.5.1	試験体番号 1F-G	3-20
3.5.2	試験体番号 1F-H	3-22
3.5.3	試験体番号 1F-I	3-25
3.5.4	試験体番号 3F-A	3-28
3.5.5	考察	3-31
3.6	第3回目構面せん断試験	3-32
3.6.1	試験体番号 1F-J	3-33
3.6.2	試験体番号 1F-K	3-35
3.6.3	考察	3-38
第4章	めり込み試験	4-1
4.1	本章の目的	4-1
4.2	等変位めり込み試験	4-1
4.2.1	試験概要	4-1
4.2.2	試験方法および評価方法	4-2
4.2.3	試験結果	4-2
4.3	CLTと集成材の三角形変位めり込み 予備試験	4-12
4.3.1	試験概要	4-12
4.3.2	試験方法および評価方法	4-13
4.3.3	試験結果	4-14
4.4	CLTと集成材の三角形変位めり込み試験	4-27
4.4.1	試験概要	4-27
4.4.2	試験方法および評価方法	4-27
4.4.3	試験結果	4-29
4.5	解析に向けた入力データの整理	4-35
第5章	耐震フレームの解析手法	5-1
5.1	解析手法の概要	5-1
5.2	解析モデル	5-4

5.3	解析結果	5-6
5.4	考察	5-8
第6章	まとめ	6-1
6-1	実験を踏まえての評価	6-1
6-2	今後の課題	6-2

第1章 本事業の概要

1.1 本事業の目的

2016年3月31日、平12建告1024(特殊な許容応力度及び特殊な材料強度を定める件)の改正によりクロス・ラミネーティッド・ティンバー(以下、CLT)の基準強度が示され、4月1日には平28国告611(CLTパネル工法を用いた建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める等の件)にて、CLTパネル工法の構法規定が示された。これにより時刻歴応答解析以外の構造設計により、鉛直力および水平力に負担させる壁にCLTを採用した建築物の安全性能を確認することが可能になった。

しかしこれまでに国内で建設された、壁、床、屋根にCLTを使用したCLTパネル工法による建築物の事例を見ると、建築物の用途は、共同住宅、老人福祉施設やホテルに限られている。その理由として、CLTだけで床を造る場合、構造用集成材と比較すると曲げ剛性・曲げ強度が劣るため、間口の広い居室の構成は困難であることがあげられる。よってCLTの利用を促すには軸部材との組み合わせによる床組も考えることが望まれる。

一方、2015年、建築基準法第27条(耐火建築物等としなければならない特殊建築物)の改正により、耐火建築物にしなけりばならなかつた3階建て学校の校舎を、準耐火建築物でも建築可能となり、木造での設計が容易になった。また同年、木造の設計経験がない技術者等でも「木の学校づくり」が比較的容易に設計できるよう、木造校舎の構造設計標準(JISA3301)が改正され、学校校舎の木造化推進に向け技術資料も作成された。

しかしJISA3301は平屋または2階建てに限定して作成されており、ここで紹介されている耐震壁は2階建てであっても短期基準せん断耐力は、約28kN/mを満足させるものである。3階建て学校校舎の木造化を促進するには、さらに強い耐力を備えた耐震壁が求められるが、従来の木造で使用されてきた筋交い仕様または面材仕様の耐震壁だけでは、対応が難しいと考えられる。

そこで3階建ての学校校舎の木造化を推進するため、高い面内せん断力が期待できるCLTを横架材と組み合わせた、横架材付きのCLTパネル工法が設計者に広く使われるよう、構造の実務に必要な接合部の基本的データの収集・分析と適正な構造解析手法の考案を本事業の目的とした。

1.2 平成27年度事業における課題整理

高い耐震性能を有する壁を従来の木造軸組工法で構成するには、相当量の金物が必要となり施工性が悪く、コストアップの原因になる。一方、CLTの大きな特徴である強度性能の高さを巧く発揮できれば、施工性が向上し、コスト・パフォーマンスが期待できる。しかし従来の片持ち式の耐力壁ではCLTと横架材のめりこみの挙動で強度性能が決まるため、CLTの実力を十分に発揮できない。

そこで林野庁平成26年度補正予算事業である「CLT等新たな木質部材・工法の開発等支援事業」では、PC鋼棒と構造用合板および建築用ビス(写真1-1、写真1-2)でCLTを壁柱として横架材と組み合わせ、構面試験(図1-1、写真1-3参照)を実施して、横架材の曲げ戻し効果によりCLTの強度性能が大きく引き出せることを確認した。

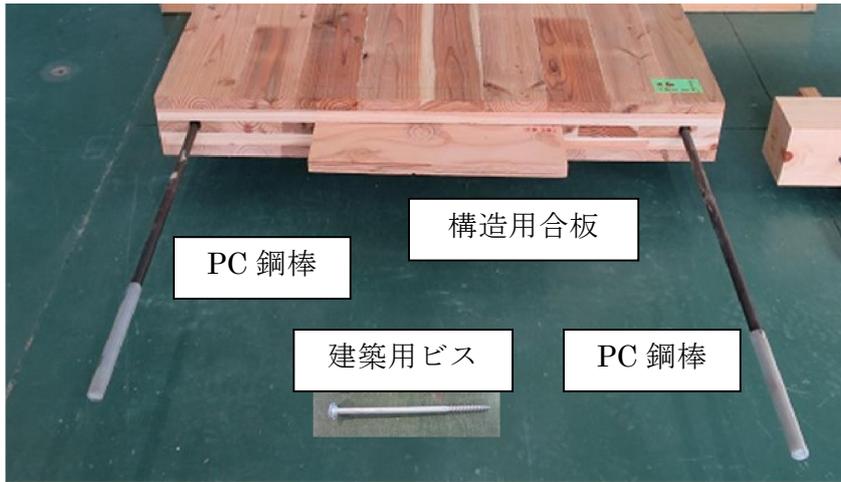


写真 1-1 横架材+CLT の接合部



写真 1-2 横架材と CLT のせん断試験

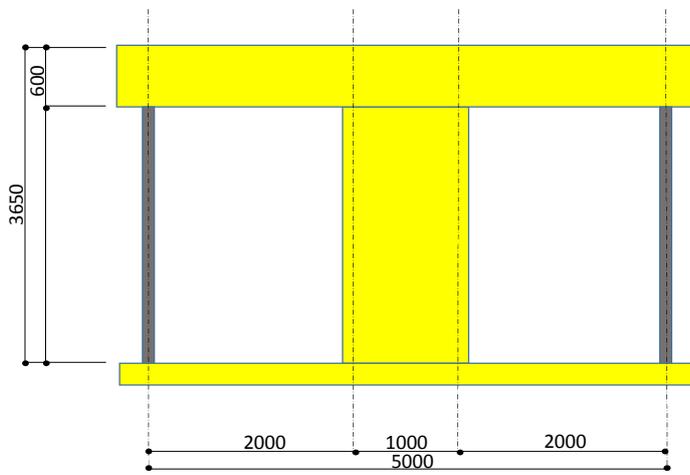


図 1-1 横架材+CLT の構面試験 試験体図



写真 1-3 横架材+CLT の構面試験

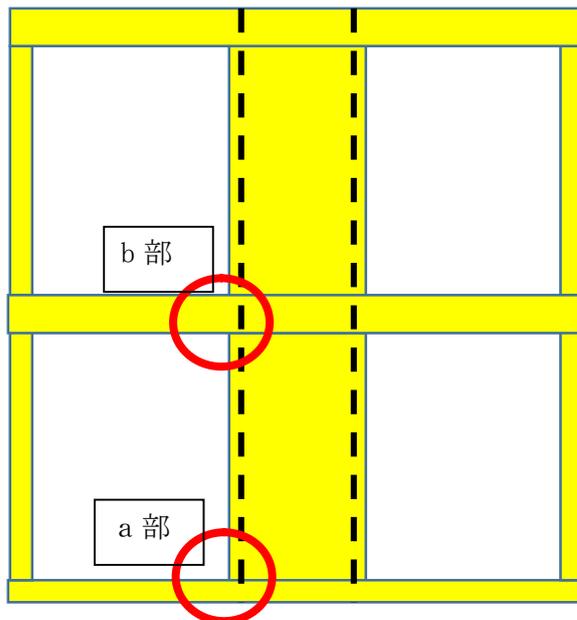
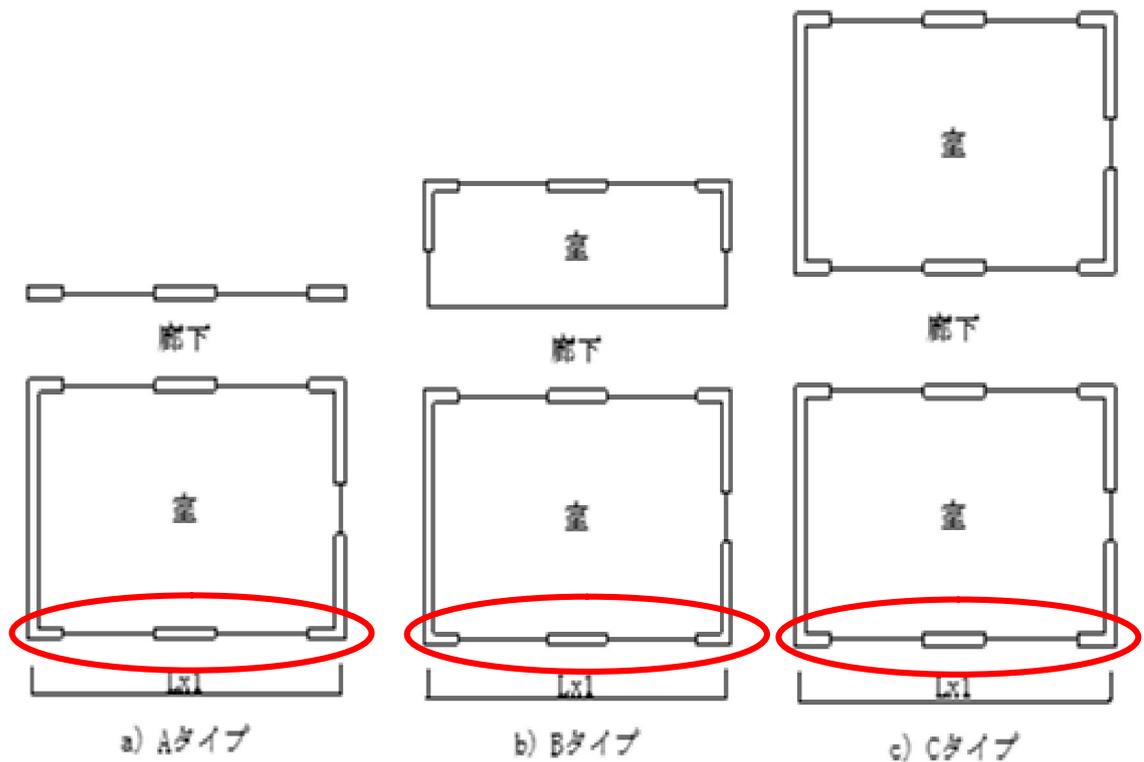


図 1-2 横架材+CLT の連層モデル



写真 1-4 CLT の横架材へのめり込み



必要水平耐力<平成26年度モデル

必要水平耐力>平成26年度モデル

必要水平耐力>平成26年度モデル

図 1-3 基本ユニットプラン

ただしこの事業では、3階建て学校校舎の1階の耐震壁に求められる性能を目標として事業を進めていたが、次のような課題を残している。

まず基本的な性能を把握するために、平成26年度事業では1層のモデルで実験を実施しているが、実際には図1-2のように上下連層になる。よって図1-2のa部、b部のディテールは施工性を踏まえて、納まりを具体的に検討する必要がある。

次に平成26年度事業では、図3に示すJISA3301の基本モデルプランをたたき台に耐震性能の目標値を設定しているが、3階建て学校校舎を想定した場合、図1-3の基本ユニットプランのAタイプの1階については、概ね必要水平耐力を負担できる耐震フレームを構築できる結果を得た。しかしBタイプ、Cタイプについては必要水平耐力を優先した場合、図1-3の赤丸で囲った耐力線で検討すると、CLTで構成する耐震壁の長さが3m以上必要となるため、開放性が失われる可能性が高い。またAプランについても積雪が50cmを超えると開放性が損なわれる状況にある。この事業では剛体であるCLTの水平力による回転を、PC鋼棒と脚部のめり込みだけではなく、梁の曲げ戻し効果による拘束にも期待したが、初期剛性および最大耐力は上がるものの、破壊モードは依然、CLTと土台のめりこみが支配的で、CLTの強度性能をまだ十分発揮できていない状況（写真1-4参照）である。

しかし実際の建築物では梁の曲げ戻し効果に加え、固定荷重および積載荷重による抑え込み効果も、CLTの水平力による回転を拘束しており（図1-4参照）、その効果は下階にいくほど大きくなる。よってこの抑え込み効果を設計に反映できればCLTの高い強度性能をさらに効果的に引き出すことができる。

ただしこの抑え込み効果を実施設計で見込むには、図 1-5 に示す鉛直荷重 W と水平荷重 P のバランスで変化する、CLT と横架材のめり込みの状況（図 1-5 参照）を加味して、適切に解析できる設計手法を考案し、実用的にする必要がある。

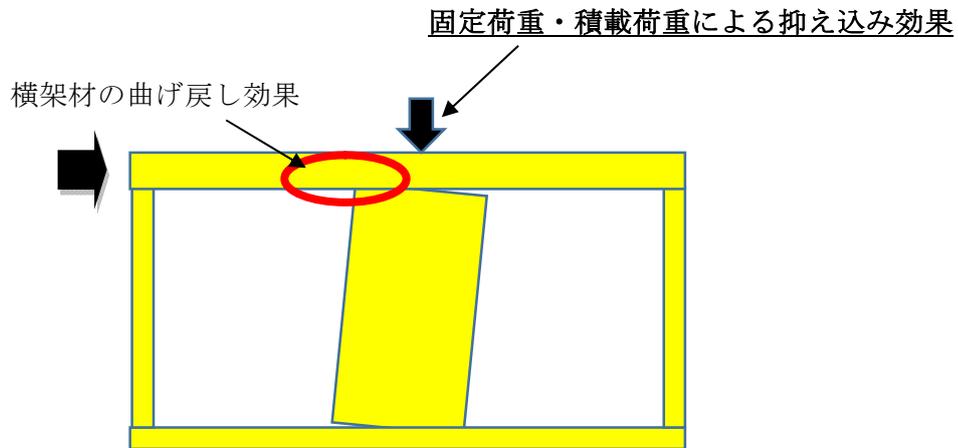


図 1-4 CLT の回転に影響する要素

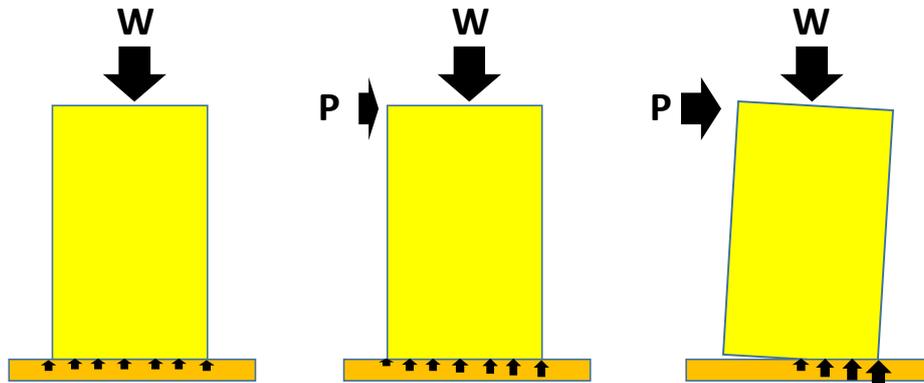


図 1-5 P と W の関係でめり込みの状況も変化

1.3 実施内容

CLT の魅力を引き出す本工法の実用化のための課題は、次のように整理できる。

□、ディテールの整理

その 1：基礎-土台-CLT のディテール（図 1-2 a 部）を具体的に設定する。

その 2：連層の場合の PC 鋼棒の接続方法（図 1-2 b 部）を具体的に設定する。

Ⅱ、実施設計に向けての設計手法の整理

その 1：CLT と横架材間のめり込み剛性および強度データの整理が必要

その 2：上記めり込み挙動も考慮した本工法の解析モデルの確立が必要

その 3：上記のデータが反映される構造解析プログラムの構築が必要

そこで本事業では、まず□については施工性を鑑み、連層を意識して接合方法を考察し、その接合手法を導入した試験体を作成し、構面試験を実施して、強度性能の変化等を確認する。

次に□については構造解析プログラムの完成型を睨んで、横架材の曲げ戻し効果に加え、固定荷重・積載荷重による抑え込み効果も考慮できる適切な解析モデルの考案と、解析に

必要なめり込み等の基本的データの収集・分析を実施する。新たに得られためり込み等に関わる知見を加えて考案した解析モデルの妥当性は、構面せん断試験結果と比較検討する。

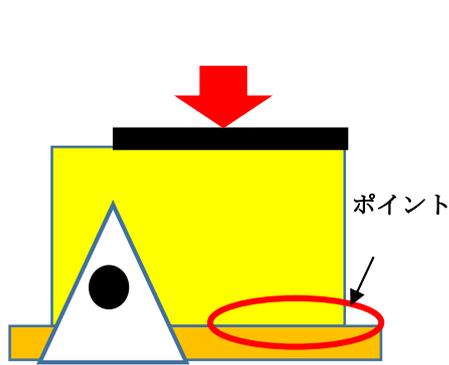


図 1-6 三角形めり込みに関するデータ収集のための実験

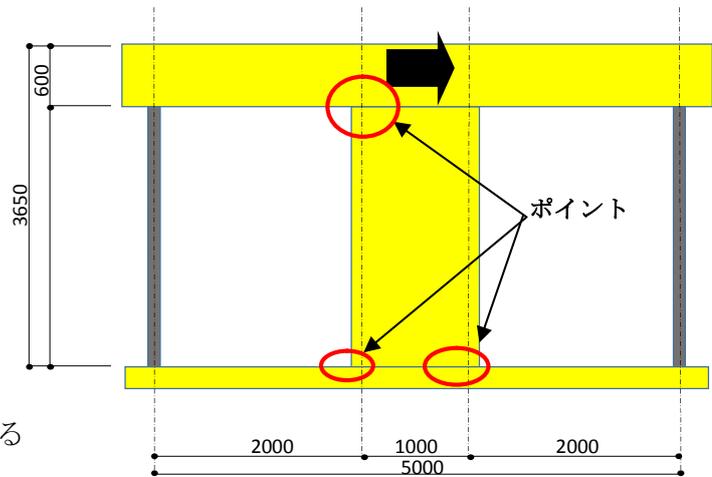


図 1-7 水平構面試験

本事業で取り組む工法を実用化し普及させるには、多くの構造設計者が使える構造計算ソフトに組み込むための、適切な解析モデルを考案する必要がある。よって市販の構造計算ソフトの基盤になっている有限要素法に、木材のめり込みに起因するバネ定数をどのようなモデルでプログラム化し、どのようなパラメータを入力するかが、本事業の大きなカギになる。広島大学工学部の近藤一夫教授らは従来、RC造や鉄骨造を対象に有限要素法の研究開発を進めていたが、近年、大手ゼネコンと寺社建築の構造解析に関わることで、木材のめりこみや柱復元力にも着目し、研究を進めている。そこで同研究室のノウハウを基盤に解析手法の検討を行っていく計画である。

1.4 実施体制

事業実施体制を図 1.8 に示す。

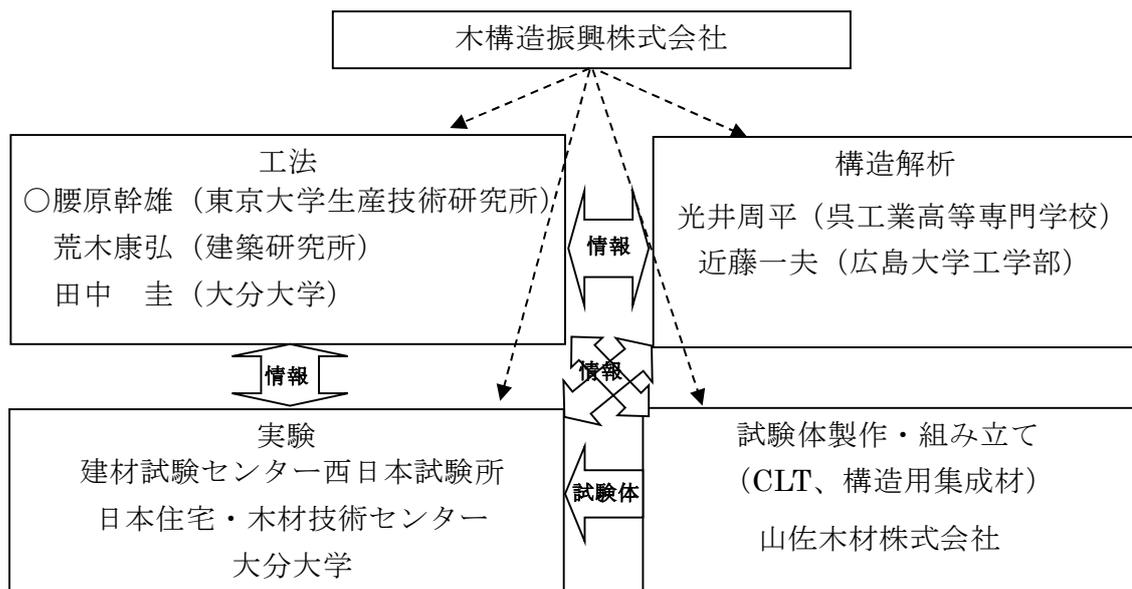


図 1-8 事業実施体制

第2章 対象とする建築物の概要

2.1 設計条件

2.1.1 平面計画

これまで地域一体となった学校づくりを行いたくても、学校施設をはじめとする大規模な木造建築物の経験のある設計者等の確保ができないといった課題があったが、平成27年3月、昭和31年に平面形状・大きさ及び軸組形式等についてまとめられていた「木造校舎の構造設計標準（JISA 3301）」が改正され、木のぬくもりが感じられる豊かな学習環境を兼ね備えた学校づくりの推進に貢献するものと期待されている。この規格では、耐火建築物、準耐火建築物の要求のない規模を適用範囲とした、平屋または2階建て、軒高9m以下、最高高さ13m以下、延べ床面積は2000m²未満を対象としており、平面形状としてはAタイプ（片廊下式）、Bタイプ（教室+オープン・スペース）、Cタイプ（中廊下式）とDタイプ（大部屋式）の4つの基本ユニットプランが提示されている。昨年の事業では、モジュールを1000mmとしたDタイプを除く、図2-1に示す3つの平面形状により地震時の水平力を想定し、耐震壁の検討を実施してきた。

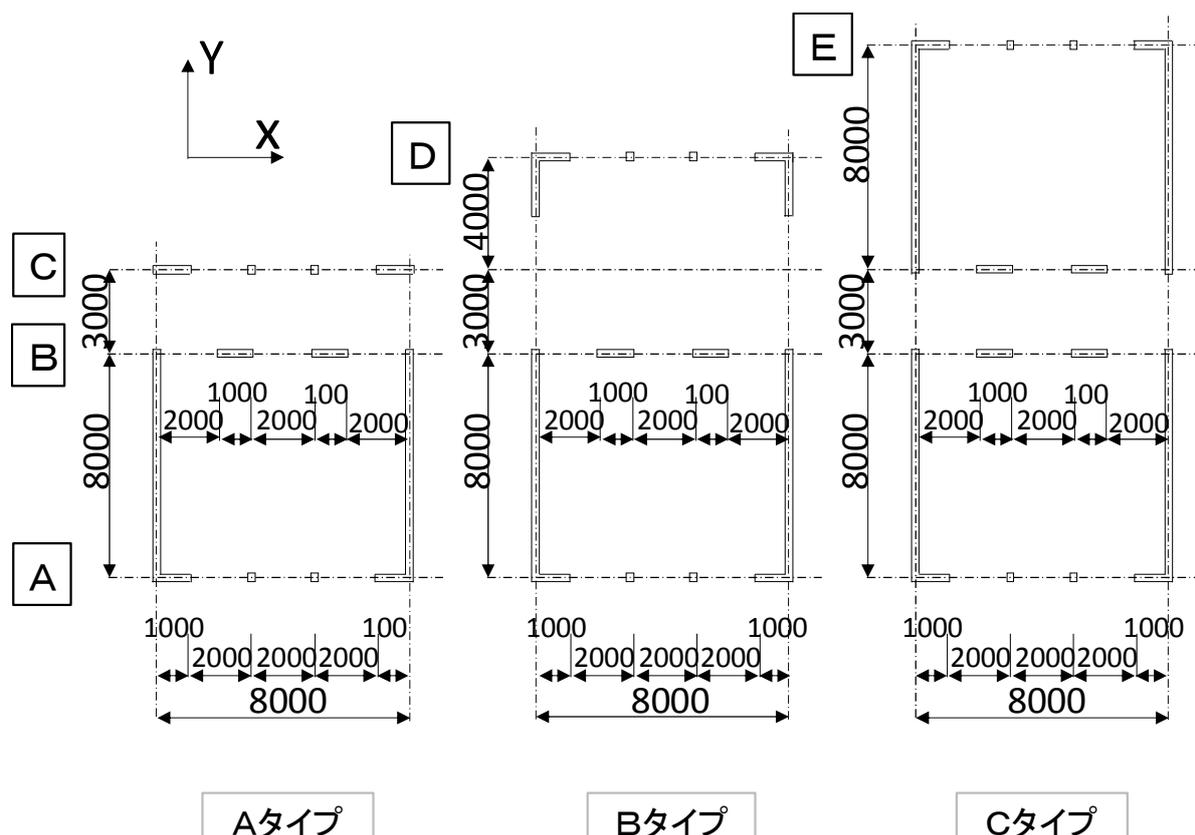


図 2-1 JISA3301 で紹介している基本ユニットプランの事例

今年度は多数の学校校舎の設計に携わってきた設計事務所へのヒアリングを行った後、最新の事情も加味し、改めて図2-2に示すAタイプ（片廊下式）、Bタイプ（教室+オープン・スペース）、Cタイプ（中廊下式）の平面プランで検討を進めることにした。

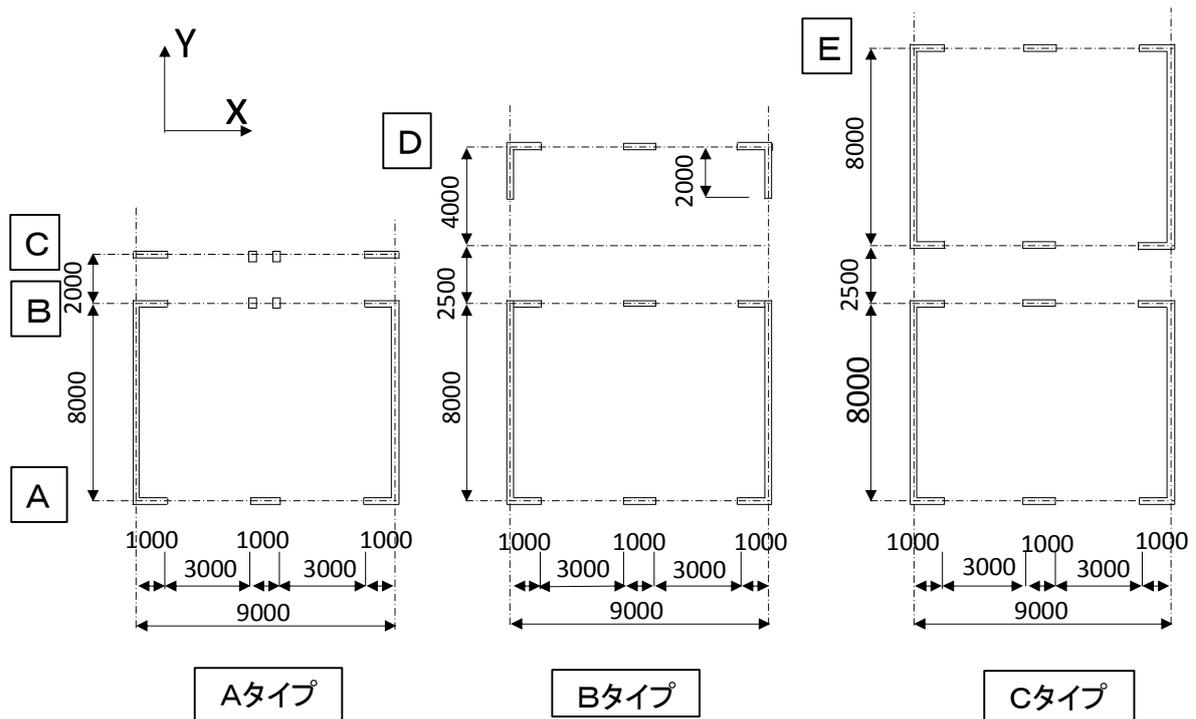


図 2-2 今年度、モデルとした基本ユニットプラン

2.1.2 仮定荷重

壁に使用する CLT が負担する鉛直荷重および水平力の計算、および床梁の検討にあたり、JISA3301 を参考とし、固定荷重（ただし天井の仕上げは強化石膏ボードとしている）は次のように設定する。

屋根：	瓦	470
	アスファルトルーフィング	20
	構造用合板 t=12	80
	ポリエチレンフォーム t=75	30
	垂木 60×105 @455	70
	構造用合板 t=24	150
	トラス	240
	小梁 105×105 @910	70
	グラスウール t=100	30
	野縁 40×40 @303	60
	強化石膏ボード t=12.5	120
	合計	1340

屋根勾配 4 寸
 水平投影面に対して 1443.22
 ↓
 1500 N/m²

床：	フローリング t=15	80
	乾式二重床 t=50	200
	構造用合板 t=9	60
	ALC t=50	300
	構造用合板 t=24	150
	小梁 105×105 @910	400
	甲乙梁 105×105 @910	70
	野縁 40×40 @303	60
	強化石膏ボード t=12.5×2	230
		<hr/>
		1550
		↓
		1600 N/m ²
外壁：	ラスモルタル	640
	胴縁 18×45 @455	10
	透湿防水シート	10
	構造用合板 t=12×2	150
	グラスウール t=100	30
	壁軸組	150
	強化石膏ボード t=12.5	120
	石膏ボード t=9.5	70
	スギ板 t=12	60
		<hr/>
		1240
		↓
		1300 N/m ²
内壁：	スギ板 t=12×2	120
	石膏ボード t=9.5×2	140
	強化石膏ボード t=12.5×2	230
	構造用合板 t=12×2	150
	壁軸組	150
		<hr/>
		790
		↓
		800 N/m ²

積載荷重は表 2-1 のように設定する。尚、積雪荷重は級別 1 級（一般区域、垂直積雪量 30cm 以下）とした。

表 2.1 積載荷重

単位：N/m²

区分	床用	大はり、柱、基礎用	地震用 たわみ用
屋根	490	300	200
教室	2300	2100	1100
廊下	3500	3200	2100

階高は各階 3650mm、GL～FL は 600mm、また屋根は張間方向に水勾配を設ける切妻で 4 寸勾配として建物の高さを設定する。

2.2 長期荷重に対する安全性の検証

2.2.1 床梁の検討

教室の床を支える床梁は図 2-3 のように配置し、次の計算により、床梁はスギの構造用集成材 (E75-F240)、断面寸法は 220mm×600mm とする。

固定荷重		1600 N/m ²
積載荷重	応力の検討用	2100 N/m ²
	たわみ検討用	1100 N/m ²
負担幅	2 m	
スパン	800 cm	
分布荷重		
w =	74 N/cm	(応力の検討用)
	54 N/cm	(たわみ検討用)

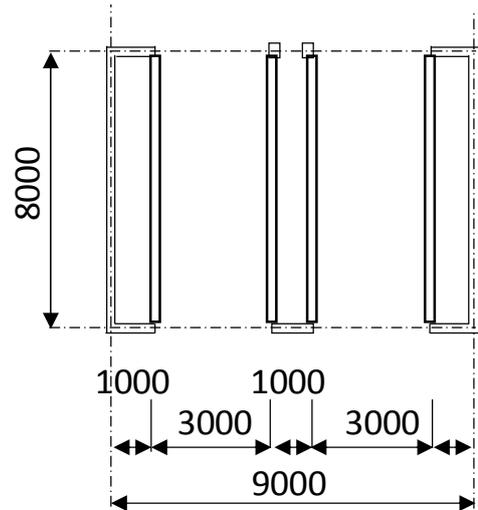


図 2.3 教室の床の床梁配置

部材情報

ヤング係数	E =	750000 N/cm ²
曲げ基準強度 :	Fb =	24 N/mm ²
寸法調整係数	Cf =	0.93
部材幅	B =	22 cm
クリープ増大係数		2

曲げモーメント :	M =	5920000 N・cm
必要断面係数	Z >	7233.63 cm ³
必要な梁背	D >	44.4 cm

必要断面二次モーメント	I >	384000 cm ⁴	(たわみ制限は 2cm 以下)
必要な梁背	D >	59.4 cm	

2.2.2 壁柱にかかる常時荷重に対する座屈の検討

壁に利用する CLT (Mx60-5-5) のラミナのデータを表 2-2 にまとめる。

表 2-1 CLT (Mx60-5-5) のラミナのデータ

	ラミナ等級	方向	厚さ	σ_{c_om1}	Ei	Ei・Ai
			(mm)	(N/mm ²)	10 ⁴ N/cm ²	10 ⁴ N/cm
1	M60	強軸	30	21.6	60	180
2	M30	弱軸	30	15.6	0	0
3	M30	強軸	30	15.6	30	90
4	M30	弱軸	30	15.6	0	0
5	M60	強軸	30	21.6	60	180
計			150			450

σ_{c_om1} : ラミナの圧縮強度

Ei : i番目のラミナの曲げヤング係数 (直行層は0とする)

Ai : i番目のラミナの断面積

CLT の幅 1m 当たりの断面積および等価断面の面積は下記となる。

全断面積： $A_0 = 150000 \text{ mm}^2/\text{m}$

よっ等価断面の面積： $A_A = 75000 \text{ mm}^2/\text{m}$

圧縮基準強度： $F_c = 8.1 \text{ N/mm}^2$

ここで CLT の壁の高さ (lb) を $3650 - 600 = 3050\text{mm}$ とすると、座屈強度は次の値となる。

断面二次半径： $i = 4.34 \text{ cm}$

座屈長さ： $lb = 305 \text{ cm}$

細長比： $\lambda = 70.35$

座屈強度： $F_k = 4.83 \text{ N/mm}^2$ f_k (長期) = 1.77 N/mm^2

A プランの各耐力壁線が負担する鉛直荷重および CLT が負担する鉛直荷重の計算表を、表 2-3、表 2-4 にまとめる。

表 2-2 A プランの耐力壁線が負担する鉛直荷重の計算表

通り	階	部位	単位荷重 N/m ²	L or H m	荷重 kN/m	合計 kN/m	
A	3	屋根	1800	5	9	13.75	52.84
		外壁	1300	3.65	4.745		
	2	床	3700	4	14.8	19.55	
		外壁	1300	3.65	4.745		
	1	床	3700	4	14.8	19.55	
		外壁	1300	3.65	4.745		
B	3	屋根	1800	5	9	12.32	56.88
		内壁	800	3.35	2.68		
		小屋裏	800	0.8	0.64		
	2	床	3700	4	14.8	22.28	
			4800	1	4.8		
		内壁	800	3.35	2.68		
	1	床	3700	4	14.8	22.28	
			4800	1	4.8		
		内壁	800	3.35	2.68		
C	3	屋根	1800	2	3.6	8.35	27.44
		外壁	1300	3.65	4.745		
	2	床	4800	1	4.8	9.55	
		外壁	1300	3.65	4.745		
	1	床	4800	1	4.8	9.55	
		外壁	1300	3.65	4.745		

表 2-3 A プランの耐力壁線上の CLT が負担する鉛直荷重の計算

通り	位置	壁柱 (左)	壁柱 (中)	壁柱 (右)
	負担幅 (m)	2.50	4.00	2.50
A	3階	34.36	54.98	34.36
	2階	83.23	133.16	83.23
	1階	132.09	211.34	132.09
B	3階	30.80	49.28	30.80
	2階	86.50	138.40	86.50
	1階	142.20	227.52	142.20
C	3階	20.86	33.38	20.86
	2階	44.73	71.56	44.73
	1階	68.59	109.74	68.59

B プランの各耐力壁線が負担する鉛直荷重および CLT が負担する鉛直荷重の計算表を
表 2-5、表 2-6 にまとめる。

表 2-5 B プランの耐力壁線が負担する鉛直荷重の計算表

通り	階	部位	単位荷重 N/m ²	L or H m	荷重 kN/m	合計 kN/m	
A	3	屋根	1800	5	9	13.75	61.60
		外壁	1300	3.65	4.745		
	2	床	3700	4	14.8	19.55	
		外壁	1300	3.65	4.745		
	1	床	3700	4	14.8	28.31	
		外壁	3700	3.65	13.505		
B	3	屋根	1800	7.25	13.05	17.81	81.26
		内壁	800	3.35	2.68		
		小屋裏	800	2.6	2.08		
	2	床	3700	4	14.8	31.73	
			4800	2.01923	9.69231		
			3700	1.23077	4.55385		
	1	床	3700	4	14.8	31.73	
			4800	2.01923	9.69231		
			3700	1.23077	4.55385		
	1	内壁	800	3.35	2.68	15.23	
			800	3.35	2.68		
			800	3.35	2.68		
D	3	屋根	1800	3	5.4	10.15	40.61
		外壁	1300	3.65	4.745		
	2	床	4800	0.48077	2.30769	15.23	
			3700	2.76923	10.2462		
			800	3.35	2.68		
	1	床	4800	0.48077	2.30769	15.23	
			3700	2.76923	10.2462		
			800	3.35	2.68		

表 2-6 B プランの耐力壁線上の CLT が負担する鉛直荷重の計算

通り	位置	壁柱 (左)	壁柱 (中)	壁柱 (右)
	負担幅 (m)	2.50	4.00	2.50
A	3階	34.36	54.98	34.36
	2階	83.23	133.16	83.23
	1階	153.99	246.38	153.99
B	3階	44.53	71.24	44.53
	2階	123.84	198.14	123.84
	1階	203.16	325.05	203.16
C	3階	25.36	40.58	25.36
	2階	63.45	101.52	63.45
	1階	101.53	162.45	101.53

C プランの各耐力壁線が負担する鉛直荷重および CLT が負担する鉛直荷重の計算表を
表 2-7、表 2-8 にまとめる。

表 2-7 C プランの耐力壁線が負担する鉛直荷重の計算表

通り	階	部位	単位荷重 N/m ²	L or H m	荷重 kN/m	合計 kN/m		
A,E	3	屋根	1800	5	9	13.75	33.29	52.84
		外壁	1300	3.65	4.745			
	2	床	3700	4	14.8	19.55		
		外壁	1300	3.65	4.745			
	1	床	3700	4	14.8	19.55		
		外壁	1300	3.65	4.745			
B,C	3	屋根	1800	5.25	9.45	14.69	38.17	61.65
		内壁	800	3.35	2.68			
		小屋裏	800	3.2	2.56			
	2	床	3700	4	14.8	23.48		
			4800	1.25	6			
		内壁	800	3.35	2.68			
	1	床	3700	4	14.8	23.48		
			4800	1.25	6			
		内壁	800	3.35	2.68			

表 2-8 C プランの耐力壁線上の CLT が負担する鉛直荷重の計算

通り	位置	壁柱 (左)	壁柱 (中)	壁柱 (右)
	負担幅 (m)	2.50	4.00	2.50
A,E	3階	34.36	54.98	34.36
	2階	83.23	133.16	83.23
	1階	132.09	211.34	132.09
B,C	3階	36.73	58.76	36.73
	2階	95.43	152.68	95.43
	1階	154.13	246.60	154.13

各壁の長さを 1.15m とすると、各壁が負担できる長期軸力は次の式で求められることから、Mx60-5-5 で負担可能である。

$$1.77 \text{ (N/mm}^2\text{)} \times 150 \text{ (mm)} \times 1150 \text{ (mm)} = 306 \text{ (kN)}$$

よっていずれの壁も常時荷重を負担することができる。

2.2.3 1階壁柱にかかる常時荷重に対する2階桁のめりこみの検討

2階の桁に使用するスギの構造用集成材の長期めり込み強度は、全面圧縮とした場合、木質構造設計規準・同解説より、0.73N/mm²となる。よって各壁の長さを 1.15m として、1階 CLT だけでこの荷重を負担すると仮定した場合、長期許容耐力は下の式で与えられる。

$$0.73 \text{ (N/mm}^2\text{)} \times 150 \text{ (mm)} \times 1150 \text{ (mm)} = 133 \text{ (kN)}$$

これに対し、各階の CLT 上部が上階の桁から受ける常時の鉛直荷重を A プランで計算すると、表 2-9 の各耐力壁線の上階床および壁の自重および積載荷重の単位長さあたりの計算から、表 2-10 で与えられる。

表 2-9 Aプランの耐力壁線上の CLT と上部の桁が負担する常時荷重

通り	階	部位	単位荷重 N/m ²	L or H m	荷重 kN/m	合計 kN/m
A	3	屋根	1800	5	9	48.09
		外壁	1300	3.65	4.745	
	2	床	3700	4	14.8	
		外壁	1300	3.65	4.745	
	1	床	3700	4	14.8	
B	3	屋根	1800	5	9	54.20
		内壁	800	3.35	2.68	
		小屋裏	800	0.8	0.64	
	2	床	3700	4	14.8	
			4800	1	4.8	
	1	内壁	800	3.35	2.68	
		床	3700	4	14.8	
			4800	1	4.8	
C	3	屋根	1800	2	3.6	22.69
		外壁	1300	3.65	4.745	
	2	床	4800	1	4.8	
		外壁	1300	3.65	4.745	
	1	床	4800	1	4.8	

表 2-10 Aプランの1階の CLT と2階の桁が負担するめり込み力

位置	壁柱 (左)	壁柱 (中)	壁柱 (右)
負担幅 (m)	2.50	4.00	2.50
A通り	120.23	192.36	120.23
B通り	135.50	216.80	135.50
C通り	56.73	90.76	56.73

この結果から B 通り、および A 通りの中央の壁柱の上部が許容耐力を上回っている状況になっており、BプランおよびCプランでも同様の状況となると予想される。解決策または検討課題として、下記の項目があげられる。

- ① 壁厚および桁の厚さを増し、支圧面を増やす。
- ② CLT の壁間にまぐさ材を入れる。
- ③ CLT の間に柱を立てる。
- ④ 長さ 1m で CLT とスギ構造用集成材のめり込み試験を実施し、部分圧縮と全面圧縮のめり込み耐力の、いずれが妥当かの検証を実施する

2.3 耐震フレームが受ける必要水平力の整理

各プランの地震時に生ずる桁行方向の短期時の必要水平力を算出する。地震力の計算にあたり、標準せん断力係数は重要度係数 1.25 を想定し、0.25 とする。各プランの地震時に発生する水平力に関する荷重 (以下、地震荷重) を表 2-11、表 2-14、表 2-17 に、表 2-12、表 2-15、表 2-18 に各階の短期時の必要水平力の計算結果をまとめた。また Aプランについては A 通りが 1/2、B,C 通りで 1/2 の水平力を負担、Bプランについては A 通り、B 通

り、D 通りが均等に水平力を負担、C プランについては A 通り、B 通り、C 通りと E 通りが均等に水平力を負担すると仮定し、CLT を使用する各壁柱が負担する短期時の必要水平力を計算し、表 2-13、表 2-16、表 2-19 のようにまとめた。

表 2-11 地震荷重計算表 (A プラン)

階	部位	単位荷重 N/m ²	Lx or Ly m	Ly or H m	分担	形状	数量	荷重 kN	合計 kN
3	屋根	1700	9	12	1	1	1	183.60	262.845
	外壁	1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	800	8	1.675	0.5	1	2	10.72	
		800	9	1.675	1	1	1	12.06	
	小屋裏	800	10	2	0.5	0.5	2	8.00	
		800	9	0.8	1	1	1	5.76	
2	床	2700	9	8	1	1	1	194.40	391.97
		3700	9	2	1	1	1	66.60	
	外壁	3階外壁						42.71	
		1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	3階内壁						10.72	
		3階内壁						12.06	
		800	8	1.675	0.5	1	2	10.72	
		800	9	1.675	1	1	1	12.06	
1	床	2700	9	8	1	1	1	194.40	391.97
		3700	9	2	1	1	1	66.60	
	外壁	2階外壁						42.71	
		1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	2階内壁						10.72	
		2階内壁						12.06	
		800	8	1.675	0.5	1	2	10.72	
		800	9	1.675	1	1	1	12.06	

表 2-12 短期時の必要水平力計算表 (A プラン)

階	各階質量 mi (kN)	当該階より上部の質量 Σmi(kN)	αi	Ai	Qe kN	Qei kN
3	262.845	262.85	0.251	1.64	107.70	107.70
2	391.97	654.82	0.626	1.23	202.01	94.31
1	391.97	1046.79	1.000	1.00	261.70	59.69

$$h = 13.55 \text{ m}$$

$$T = 0.4065 \text{ sec}$$

表 2-13 各壁柱が負担する短期時の必要水平力計算表 (A プラン)

通り	階	耐力壁の数	各耐力壁線の負担力	単位耐力壁の負担力
			kN	kN
A通り	3階	3	53.85	17.95
	2階	3	101.00	33.67
	1階	3	130.85	43.62
B,C通り	3階	4	53.85	13.46
	2階	4	101.00	25.25
	1階	4	130.85	32.71

表 2-14 地震荷重計算表 (Bプラン)

階	部位	単位荷重 N/m ²	Lx or Ly m	Ly or H m	分担	形状	数量	荷重 kN	合計 kN
3	屋根	1700	9	16.5	1	1	1	252.45	356.155
	外壁	1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	800	8	1.675	0.5	1	2	10.72	
		800	2	1.675	0.5	1	2	2.68	
		800	9	1.675	1	1	1	12.06	
	小屋裏	800	14.5	2.9	0.5	0.5	2	16.82	
800		9	2.6	1	1	1	18.72		
2	床	2700	9	8	1	1	1	194.40	511.18
		2700	9	4	1	1	1	97.20	
		3700	9	2.5	1	1	1	83.25	
	外壁	3階外壁						42.71	
		1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	3階内壁						10.72	
		3階内壁						2.68	
		3階内壁						12.06	
		800	8	1.675	0.5	1	2	10.72	
		800	2	1.675	0.5	1	2	2.68	
800	9	1.675	1	1	1	12.06			
1	床	2700	9	8	1	1	1	194.40	511.18
		2700	9	4	1	1	1	97.20	
		3700	9	2.5	1	1	1	83.25	
	外壁	2階外壁						42.71	
		1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	2階内壁						10.72	
		2階内壁						2.68	
		2階内壁						12.06	
		800	8	1.675	0.5	1	2	10.72	
		800	2	1.675	0.5	1	2	2.68	
800	9	1.675	1	1	1	12.06			

表 2-15 短期時の必要水平力計算表 (Bプラン)

階	各階質量 mi (kN)	当該階より上部の質量 Σmi(kN)	ai	Ai	Qe kN	Qei kN
3	356.155	356.16	0.258	1.64	146.39	146.39
2	511.18	867.34	0.629	1.24	268.44	122.05
1	511.18	1378.52	1.000	1.00	344.63	76.19

$h = 14.45 \text{ m}$

$T = 0.4335 \text{ sec}$

表 2-16 各壁柱が負担する短期時の必要水平力計算表 (Bプラン)

通り	階	耐力壁の数	各耐力壁線の負担力	単位耐力壁の負担力
			kN	kN
各通り	3階	3	48.80	16.27
	2階	3	89.48	29.83
	1階	3	114.88	38.29

表 2-17 地震荷重計算表 (Cプラン)

階	部位	単位荷重 N/m ²	Lx or Ly m	Ly or H m	分担	形状	数量	荷重 kN	合計 kN
3	屋根	1700	9	20.5	1	1	1	313.65	475.375
	外壁	1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	800	8	1.675	0.5	1	4	21.44	
		800	9	1.675	1	1	2	24.12	
	小屋裏	800	18.5	3.7	0.5	0.5	2	27.38	
800		9	3.2	1	1	2	46.08		
2	床	2700	9	8	1	1	2	388.80	648.58
		3700	9	2.5	1	1	1	83.25	
	外壁	3階外壁						42.71	
		1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	3階内壁						21.44	
		3階内壁						24.12	
		800	8	1.675	0.5	1	4	21.44	
800		9	1.675	1	1	2	24.12		
1	床	2700	9	8	1	1	2	388.80	648.58
		3700	9	2.5	1	1	1	83.25	
	外壁	2階外壁						42.71	
		1300	9	1.825	1	1	2	42.71	
	内壁	2階内壁						21.44	
		2階内壁						24.12	
		800	8	1.675	0.5	1	4	21.44	
		800	9	1.675	1	1	2	24.12	

表 2-18 短期時の必要水平力計算表 (Cプラン)

階	各階質量 mi (kN)	当該階より上部の質量 Σmi(kN)	ai	Ai	Qe kN	Qei kN
3	475.375	475.38	0.268	1.64	195.06	195.06
2	648.58	1123.96	0.634	1.24	348.36	153.31
1	648.58	1772.54	1.000	1.00	443.13	94.77

$$h = 15.25 \text{ m}$$

$$T = 0.4575 \text{ sec}$$

表 2-19 各壁柱が負担する短期時の必要水平力計算表 (Cプラン)

通り	階	耐力壁の数	各耐力壁線の負担力	単位耐力壁の負担力
			kN	kN
各通り	3階	3	48.76	16.25
	2階	3	87.09	29.03
	1階	3	110.78	36.93

表 2-13、表 2-16、表 2-19 より Aプランの A 通りの壁柱参考に、各階の壁柱が負担する短期時の必要水平力は、次の値を目標値とする。

1階：45 kN

2階：35 kN

3階：20 kN

2.4 耐震フレームの構成

2階、3階の桁は E65-F225 とし断面寸法は、幅は CLT と同じ 150mm、背は床梁の断面寸法 220mm×600mm の梁背と同じ 600mm で設定する。また最上階の桁は屋根荷重に対し、負担幅 2m、支間は 3m として次の計算により、スギ構造用製材 E65-F225 とし、屋根梁または屋根トラスとの接合は渡りあごで仮定して、上部に 30mm の欠き込みがあるとして断面寸法は 150mm×240mm とした（図 2-4 参照）。

固定荷重		1500 N/m ²
積載荷重	応力の検討用	490 N/m ²
	たわみ検討用	200 N/m ²
負担幅	2 m	
スパン	300 cm	
分布荷重		
w =	39.8 N/cm	(応力の検討用)
	34 N/cm	(たわみ検討用)

部材情報

ヤング係数	E =	650000 N/cm ²
曲げ基準強度 :	Fb =	22.5 N/mm ²
寸法調整係数	Cf =	1
部材幅	B =	15 cm
クリープ増大係数		2

曲げモーメント :	M =	447750 N・cm
必要断面係数	Z >	542.727 cm ³
必要な梁背	D >	14.7 cm

必要断面二次モーメント	I >	7355.77 cm ⁴	(スパンの 1/200 以下)
必要な梁背	D >	18.1 cm	

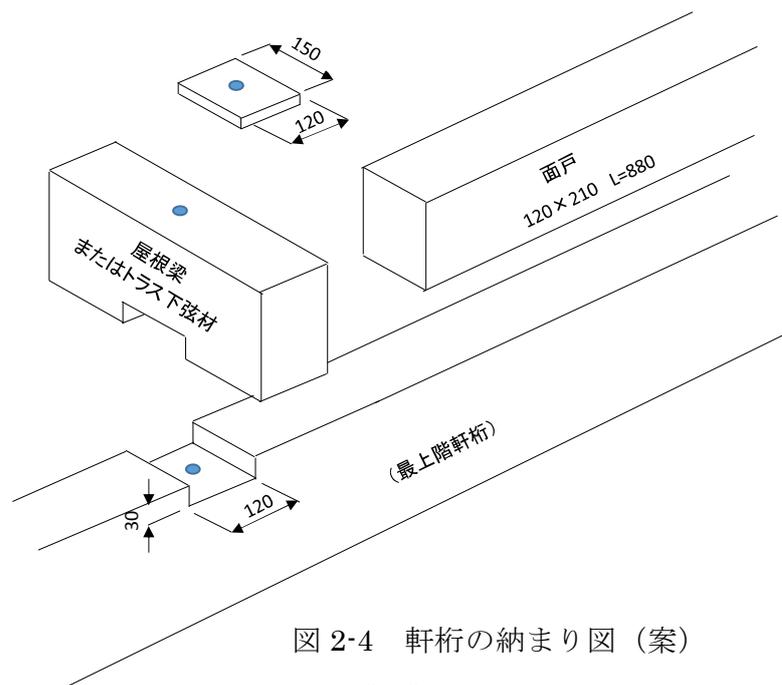


図 2-4 軒桁の納まり図 (案)

次に接合は、桁と CLT のせん断力の伝達については、平成 27 年度の林野庁委託事業での成果を踏まえ、28mm の構造用合板を挿入した、木ねじによる二面せん断木材挿入式、CLT の浮き上がり防止には PC 鋼棒を貫通させるタイロッド方式を採用する（写真 2-1 参照）。この接合方法の選択にあたっては、次のような考察を行っている。

- ① 初期ガタの原因となる部材と接合具間にあそびがない。
- ② 燃えしろ設計を踏まえて、接合金物等の露出がない。
- ③ 接合金物等が安価である。
- ④ CLT の魅力である施工性の合理化を損なわないこと。

PC 鋼棒の挿入については、施工性や負担する張力により口径を各階変化させられるように、写真 2-2 のような鋼製の箱型金物を 1 階については CLT の四隅に、2 階については CLT の上部に配置することにした。1 階下部の箱型金物と鉄筋コンクリート基礎の接合は、アンカーボルトにより緊結する。ただし鉄筋コンクリート基礎と CLT のせん断力の伝達は、原則として CLT 間に配置する土台に負担させ、土台と箱型金物の支圧により拘束するものと仮定する。2 階の壁に取り付ける箱型金物を上部に配置した理由は、バルコニーが計画された際、防水の立ち上がりにこの金物が影響しないこと、この位置に箱型金物を配置すれば 3 階に箱型金物は設置する必要がなくなり、コスト削減につながる事があげられる。

尚、次の課題を踏まえ、CLT の壁柱の下には土台を配置せず、鉄筋コンクリート基礎に直接載ることを選択した。

- ① 常時荷重に対し、土台が全面圧縮で壁柱の荷重を負担するとした仮定した場合、十分な耐力がない。
- ② 土台のめり込み応力に余裕がない場合、経年変化により壁が下がるという現象が報告されている。
- ② 平成 27 年度林野庁の委託事業での構面せん断試験の結果から、CLT のロッキングにより、せん断力を伝達する構造用合板が浮き上がることにより、土台が横引張を受け、割れを生ずる現象が確認された。

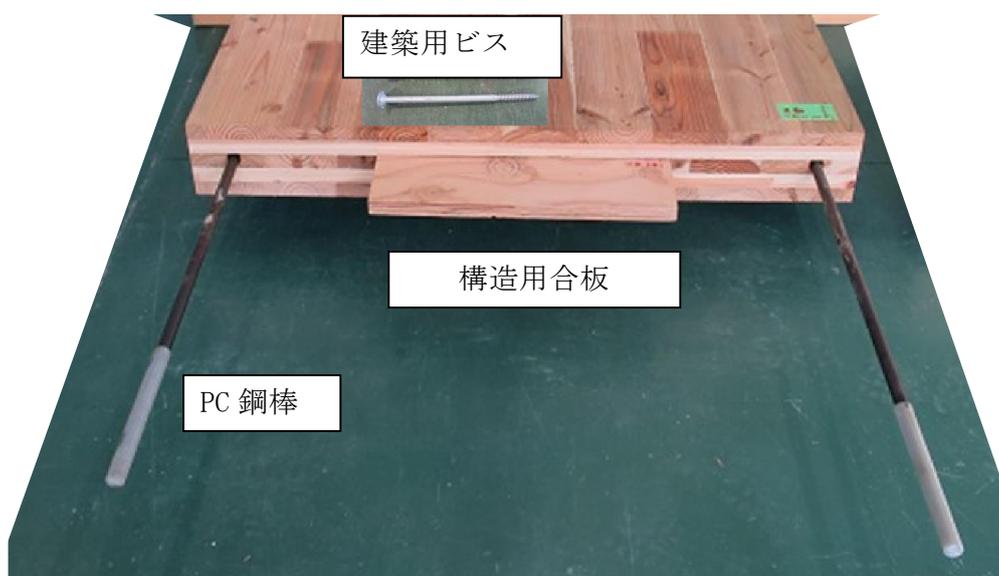


写真 2-1 耐力フレームに使った接合具

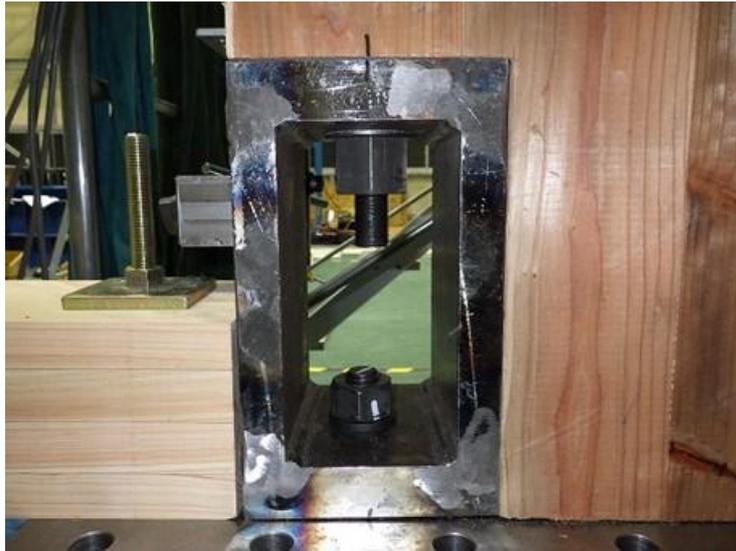


写真 2-2 PC 鋼棒のナットの締め付けを行う鋼製箱型金物

各プランの A 通りの軸組み連層モデル (案) を図 2-5 に示す。

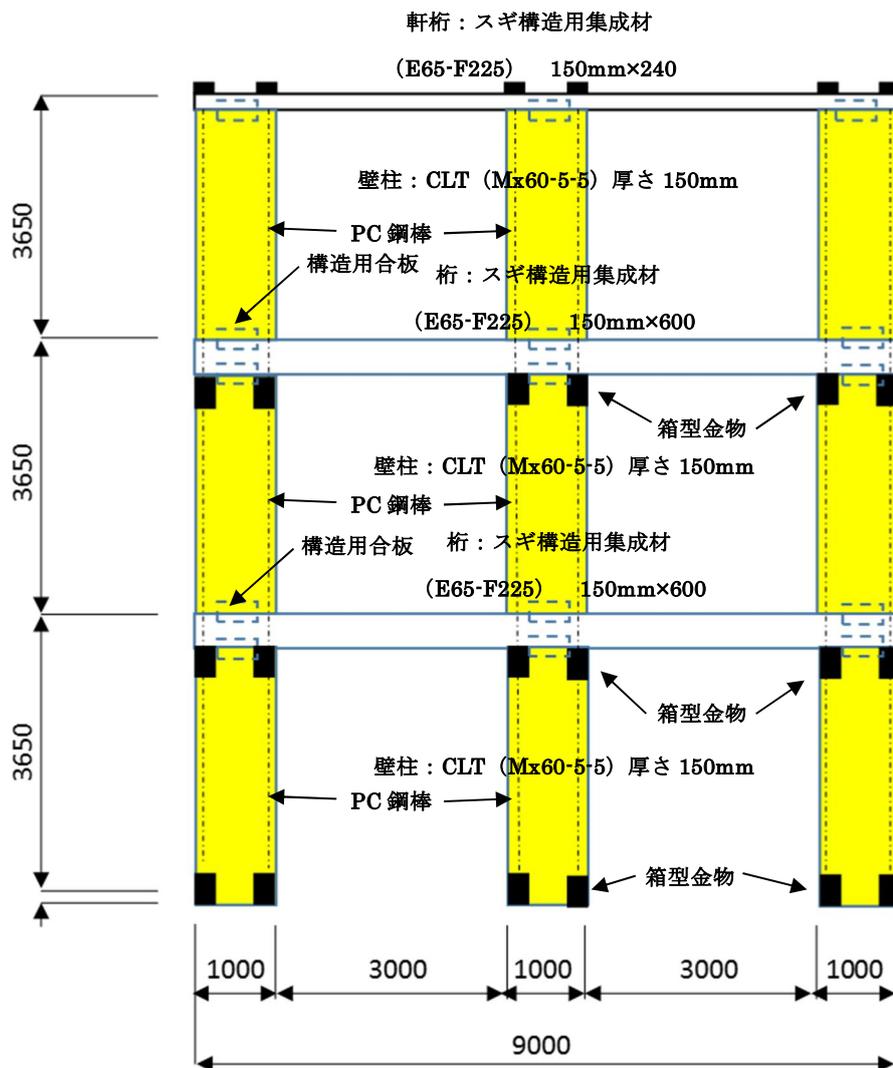


図 2-5 3 階建て構造体の連層モデルのイメージ

【参考文献】

- 1) 文部科学省：JISA3301 を用いた木造校舎に関する技術資料，34-35（2015）

第3章 耐震フレームの水平構面試験

3.1 試験概要

試験体は、樹種はスギ、接着剤には水性高分子イソシアネート系樹脂を用い、幅はぎ接着を行った厚さ 150mm の CLT (Mx60-5-5)、CLT パネルの上の構造用集成材の桁 (E65-F225)、および CLT の下の桁(2階仕様並びに3階仕様は構造用集成材(E65-F225)) で構成する。ただし1階仕様の下の桁はコンクリート基礎の上に直接 CLT を設置することを想定し、CLT の乗らない基礎の上に土台としてヒノキ構造用集成材を配置する。

CLT の壁と桁間のせん断力の伝達は厚さ 28mm の構造用合板を挿入し、建築用木ビスを打ち込んだ二面せん断する。また壁の浮き上がり防止対策として PC 鋼棒を CLT の縁から 75mm に位置に、高さ方向全長にわたって挿入し、1階仕様では CLT の上下に、2階仕様では CLT の上に写真 3-1 のような鋼製の箱型金物を設け、ここでナットの締め付けができるようにしている。また、梁による曲げ戻し効果を見込むため、試験体長さ 5m の両端に鋼製支柱を桁下に立て、上の桁、および下の土台にピン接合した。

試験は、3回に分け実施している。まず1回目(2016年11月下旬に実施)は昨年の考察事項を鑑み、CLT の上部および下部に取り付けた鋼製箱型金物(写真 2-2 参照)の影響を確認することを目的に、1階仕様の中央タイプと端部タイプを各1体、2階仕様の中央タイプを1体、計3体とした。次に2回目(2017年1月下旬に実施)は、1回目の試験結果を踏まえて改良を加え、1階仕様の中央タイプ2体、端部タイプ1体、3階仕様の中央タイプを1体、計4体、そして3回目(2017年3月上旬に実施)には PC 鋼棒の径を2回目の試験とは変えて1階仕様の中央タイプ2体を実施した(図 3-1 を参照)。試験体リストを表 3-1 に示す。

表 3-1 試験体リスト

区分	仕様	耐力壁の位置	PC鋼棒	アンカーボルト	
			径	種類	径
1回目	1階仕様	中央	φ23	F10T	φ24
		端部	φ23	F10T	φ24
	2階仕様	中央	φ23	PC鋼棒通し	
2回目	1階仕様	中央	φ19	PC鋼棒と同じ仕様	
			φ17		
		端部	φ19		
	最上階仕様	中央	φ15	PC鋼棒通し	
3回目	1階仕様	中央	φ23	PC鋼棒と同じ仕様	
			φ21		

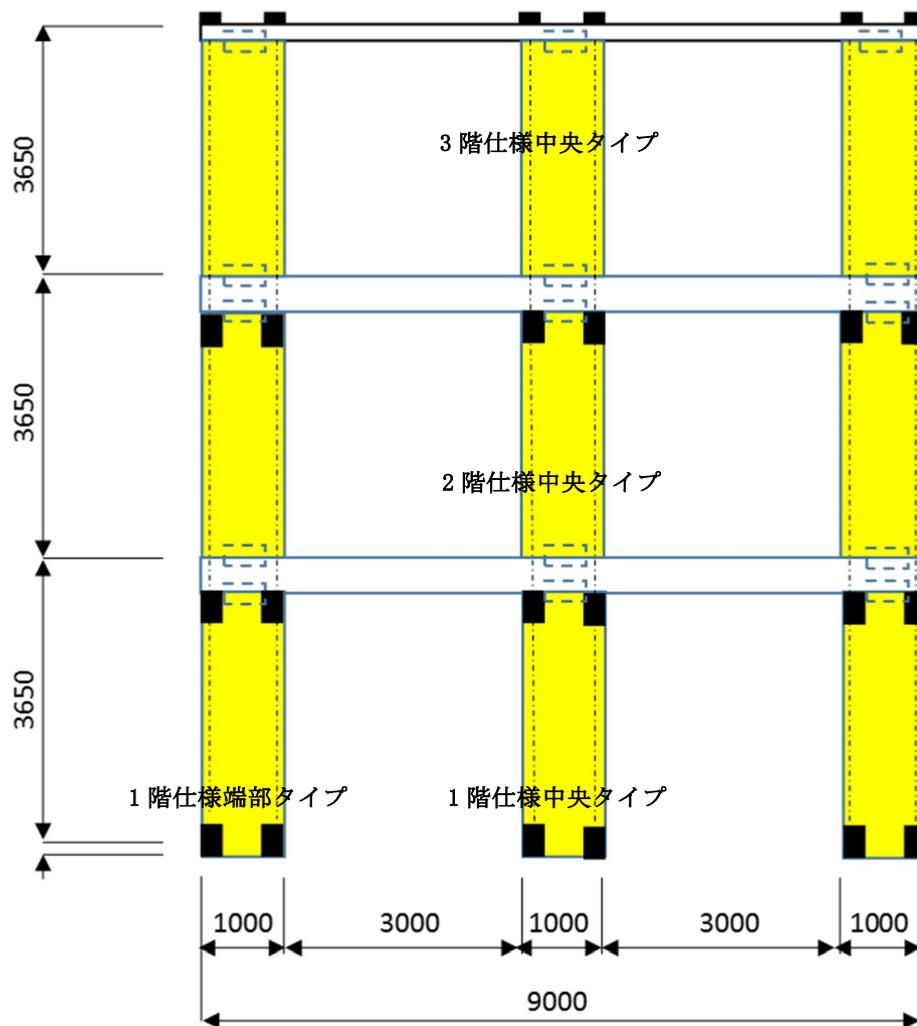


図 3-1 3階建て学校校舎で想定する 耐力壁線の構造形式

3.2 試験方法

試験は「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）」¹⁾に準じ、実施する。図 3-2 に加力装置及び変位計位置を示す。

試験体土台は固定用ボルトを用いて装置に固定した。土台の加力方向へのずれをストッパーにより防止し、パンタグラフを用い試験体の面外への変形を拘束した。

加力は、梁せいの中心を加力軸とし、500kN 複動油圧ジャッキにより行った。加力方法は、正負交番・同一履歴 3 回繰り返し加力とし、繰り返し原則は見かけのせん断変形角が 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad の正負変形時とした。加力は最大耐力の 80%まで荷重が低下するか、試験体の変形角が 1/15rad 以上に達するまで行った。なお、ジャッキの試験体引き方向を正加力側、押し方向を負加力側とした。

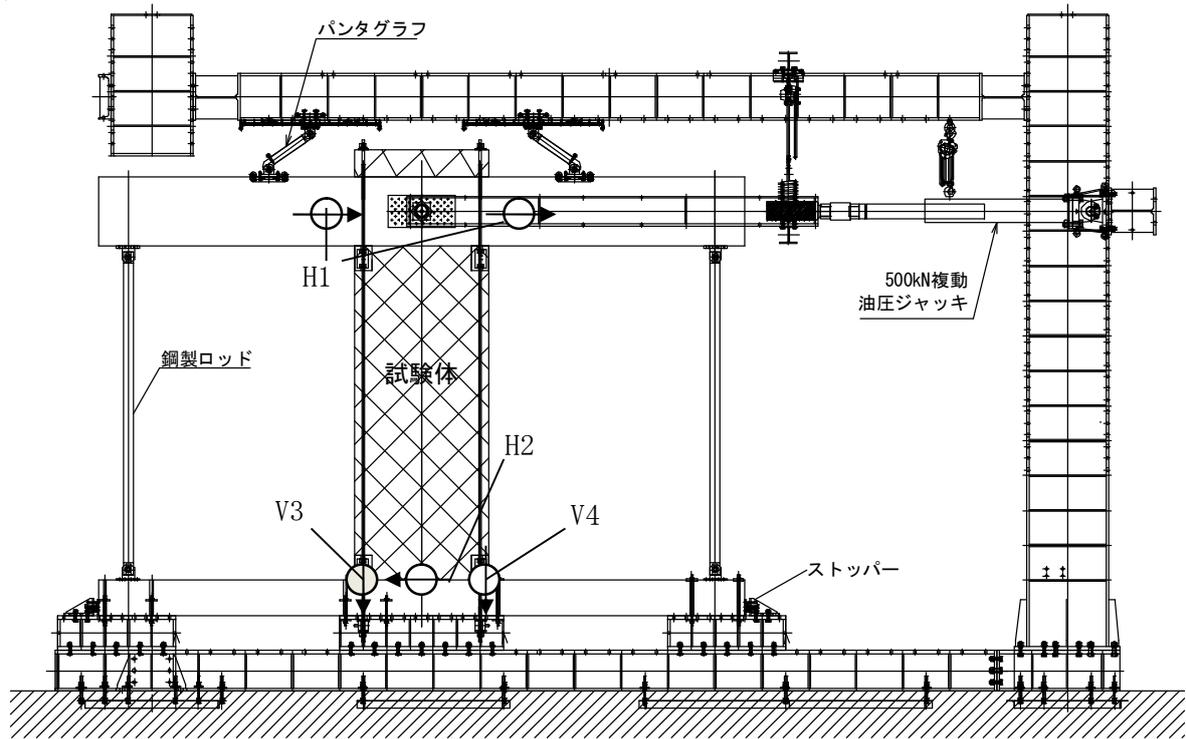


図 3-2 加力装置及び変位計位置

3.3 評価方法

図 3-3 に完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の算出方法²⁾について示す。

3.3.1 せん断変形角の算定

せん断変形角は次の方法で計算した。見かけのせん断変形角 (γ)、脚部のせん断変形角 (θ)、真のせん断変形角 (γ_0) は次式による。

$$\text{見かけのせん断変形角 } \gamma = (\delta_1 - \delta_2) / H \quad (\text{rad})$$

$$\text{脚部のせん断変形角 } \theta = (\delta_3 - \delta_4) / V \quad (\text{rad})$$

$$\text{真のせん断変形角 } \gamma_0 = (\gamma - \theta)$$

ただし、 δ_1 : 梁材の水平方向変位 (mm) (変位計 H1)

δ_2 : 土台の水平方向変位 (mm) (変位計 H2)

H : 変位計 H1 と変位計 H2 の間の距離 (mm)

δ_3 : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm) (変位計 V3)

δ_4 : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm) (変位計 V4)

V : 変位計 V3 と変位計 V4 の間の距離 (mm)

3.3.2 耐力壁 1 枚あたりの短期基準せん断耐力の算定

耐力壁 1 枚あたりの短期基準せん断耐力は、下記の (a) ~ (d) の値のうち、最小値の値とした。なお、降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 及び構造特性係数 D_s は、「完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の求め方」による。

- (a) 降伏耐力 P_y
- (b) 終局耐力 $P_u \times (0.2 / D_s)$
- (c) 最大耐力 P_{max} の $2/3$
- (d) 特定変形時の耐力

CLT 耐力壁の水平せん断試験では、CLT は材料自体の剛性が非常に高いため、CLT の浮き上がりと沈み込みを耐力壁の性能の一部として捉える必要があるため、せん断変形角の算定では見かけのせん断変形角を用い、耐力壁 1 枚あたりの短期基準せん断耐力の算定では、準耐火建築物への使用を想定していることを考慮するため、建築基準法施工令第 109 条の 2 の 2 に基づき、「(d) 特定変形時の耐力」は見かけのせん断変形角 $1/150\text{rad}$ 時の耐力と定めた。

3.3.3 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の求め方

降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 及び構造特性係数 D_s は、荷重－変形角曲線の終局加力を行った側の包絡線より、下記の手順によって求めた。(図 3-3 参照)

- ① 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ直線（第Ⅰ直線）を引く。
- ② 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ直線（第Ⅱ直線）を引く。
- ③ 包絡線上に接するまで第Ⅱ直線を平行移動し、これを第Ⅲ直線とする。
- ④ 第Ⅰ直線と第Ⅲ直線の交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点から X 軸に平行に第Ⅳ直線を引く。
- ⑤ 第Ⅳ直線と包絡線の交点の変位を降伏変位 δ_y とする。
- ⑥ 原点と (P_y, δ_y) を結ぶ直線を第Ⅴ直線とし、それを初期剛性と定める。
- ⑦ 最大耐力後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変位を終局変位 δ_u と定める。
- ⑧ 包絡線と X 軸及び δ_u で囲まれる面積を S とする。
- ⑨ 第Ⅴ直線と δ_u と X 軸及び X 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように X 軸に平行な第Ⅵ直線を引く。
- ⑩ 第Ⅴ直線と第Ⅵ直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、そのときの変位を完全弾塑性モデルの降伏変位 δ_v とする。
- ⑪ 塑性率 $\mu = (\delta_u / \delta_v)$ とする。
- ⑫ 構造特性係数 D_s は、塑性率 μ を用い、 $D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$ とする。

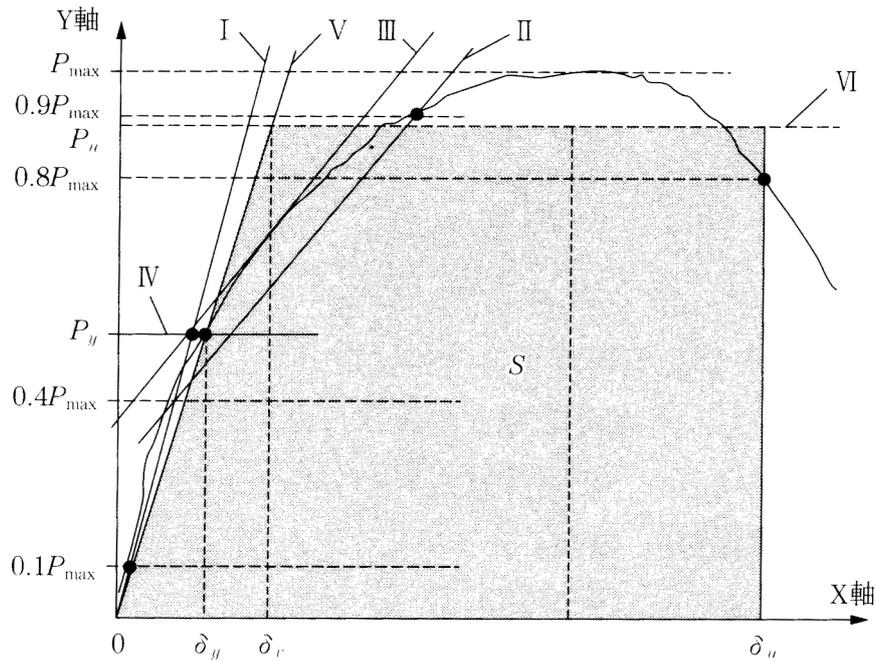


図 3-3 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の求め方

3.4 第 1 回目構面せん断試験

3.4.1 試験体番号 1F-E

(1) 試験体詳細

図 3-4 に試験体形状及び寸法、写真 3-1 に試験風景を示す。1 階の柱間に耐力壁を配置した仕様で、使用した部材を以下に示す。

壁：スギ CLT Mx60-5-5 150mm

桁：スギ構造用集成材 E65-F225 断面寸法 150×600

土台：ヒノキ構造用集成材 E95-F270 150×120

PC 鋼棒：B 種 1 号 (SBPR 930/1080) Φ23

尚、図 3-5 は、CLT の角部に取り付けた箱型金物で、第 1 回目構面せん断試験で使用した箱型金物はすべて、同じ仕様の箱型金物を使用している。

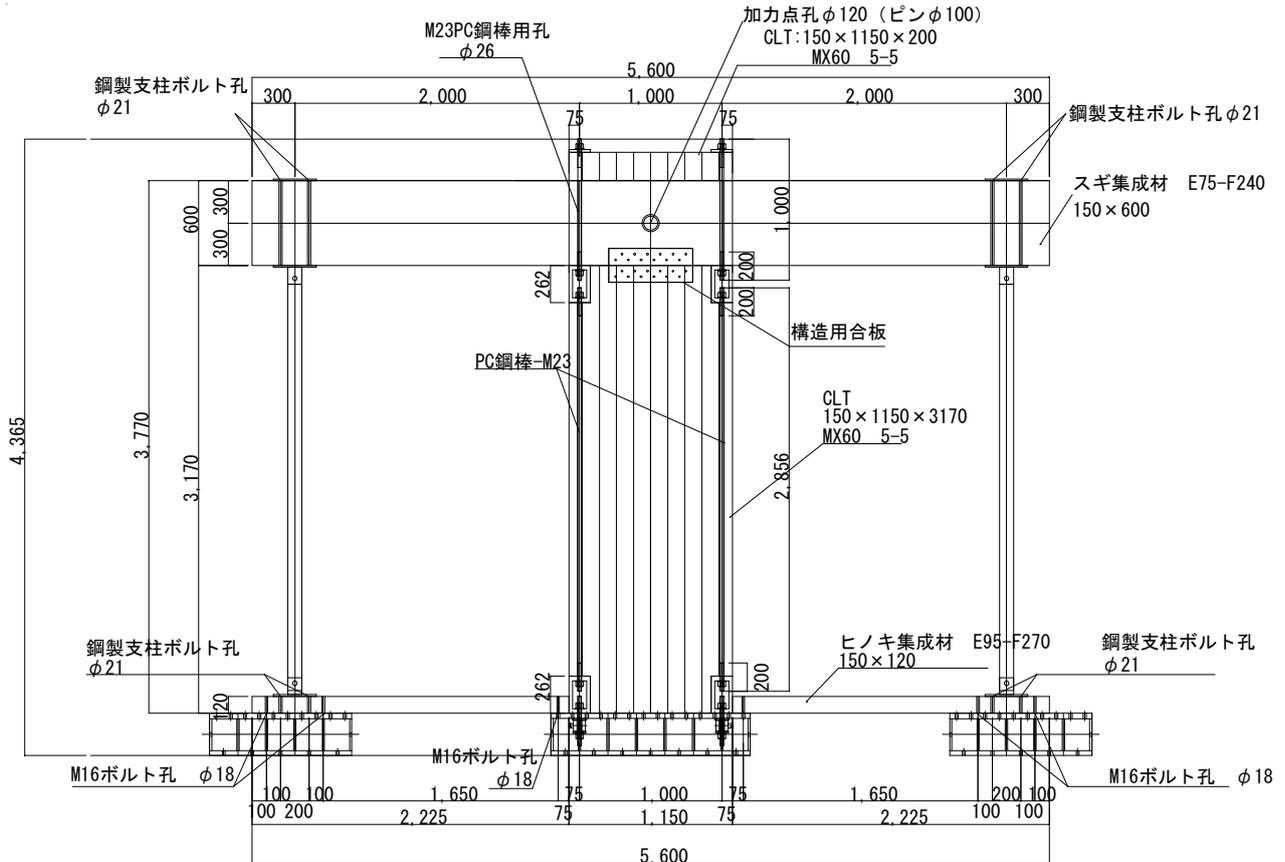


図 3-4 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)

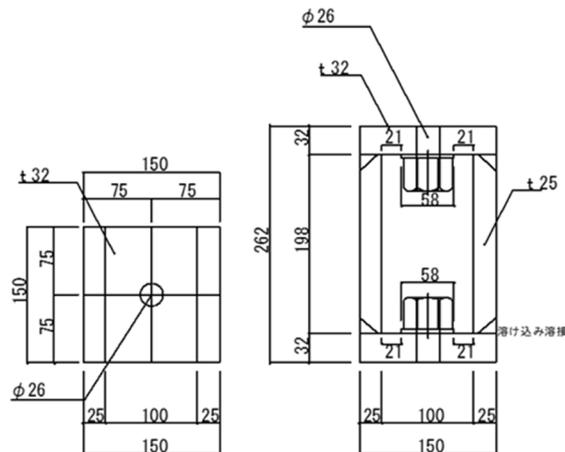


図 3-5 箱型金物詳細図 (単位 : mm)

(2) 試験結果

図 3-6 に荷重－変形角曲線を、写真 3-2～写真 3-5 に破壊性状を示す。
 1/200rad 程度までは試験体に大きな変化はみられなかったが、1/150rad 程度から梁と CLT 壁が少し滑り始め、1/100rad 程度から CLT 壁が CLT 壁脚部の箱型金物から浮き上がり始め (写真 3-2 参照)、1/50rad 程度から CLT 壁脚部が少しめり込み始めた (写真 3-4 参照)。その後、荷重が下部の箱型金物を留めつけているアンカーボルトの許容耐力を超えたため、変形角が 1/15rad 到達前に試験を終了した。

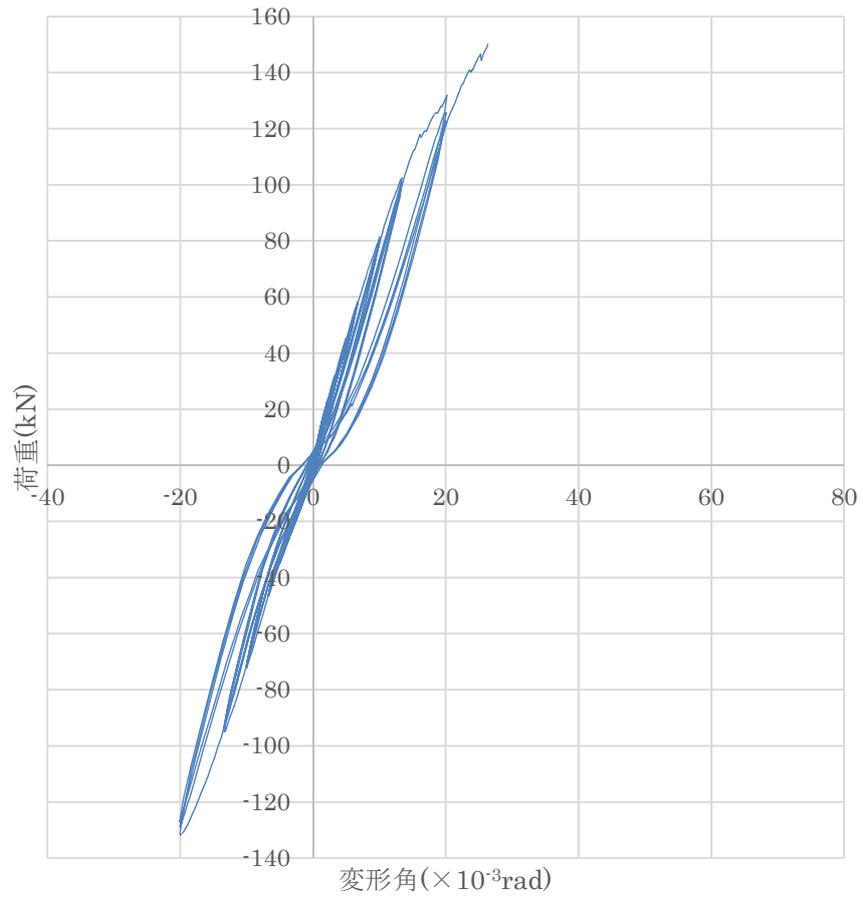


図 3-6 荷重－変形角曲線



写真 3-1 試験終了時全景



写真 3-2 試験終了の
CLT 壁下部の箱型金物からの浮き上がり



写真 3-3 試験終了の
CLT 壁脚部の浮き上がり



写真 3-4 試験終了の CLT 壁下部の箱型
金物へのめり込み

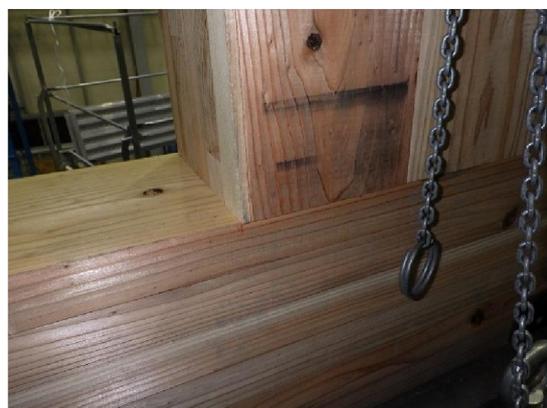


写真 3-5 試験終了の梁集成材
上部に取り付けた CLT のめり込み

3.4.2 試験体番号 1F-F

(1) 試験体詳細

図 3-7 に試験体形状及び寸法、写真 3-6 に試験風景を示す。1 階の耐力壁を端部に配置した仕様で、使用した部材を以下に示す。

壁：スギ CLT Mx60-5-5 150mm

桁：スギ構造用集成材 E75-F240 断面寸法 150×600

土台：ヒノキ構造用集成材 E95-F270 150×120

PC 鋼棒：B 種 1 号 (SBPR 930/1080) $\Phi 23$

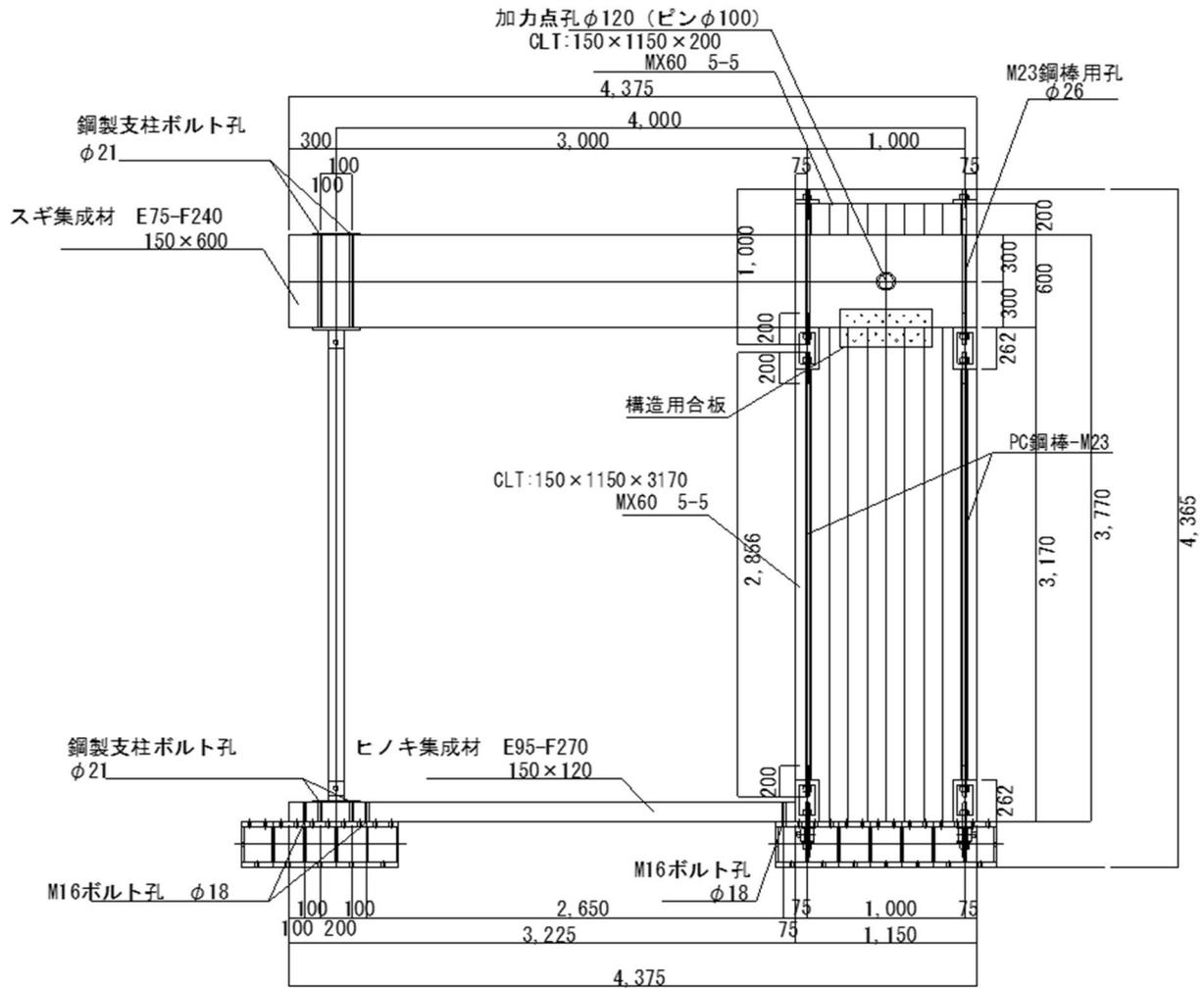


図 3-7 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)

(2) 試験結果

図 3-8 に荷重—変形角曲線を、写真 3-7～写真 3-10 に破壊性状を示す。
 1/150rad 程度までは試験体に大きな変化はみられなかったが、1/100rad 程度から曲げ戻し効果のないジャッキ側の梁集成材の木口面に割れが発生し (写真 3-7 参照)、1/50rad 程度から CLT 壁下部に割れが発生した (写真 3-8、3-9 参照)。その後、荷重が下部の箱型金物を留めつけているアンカーボルトの許容耐力を超えたため、変形角が 1/15rad 到達前に試験を終了した。

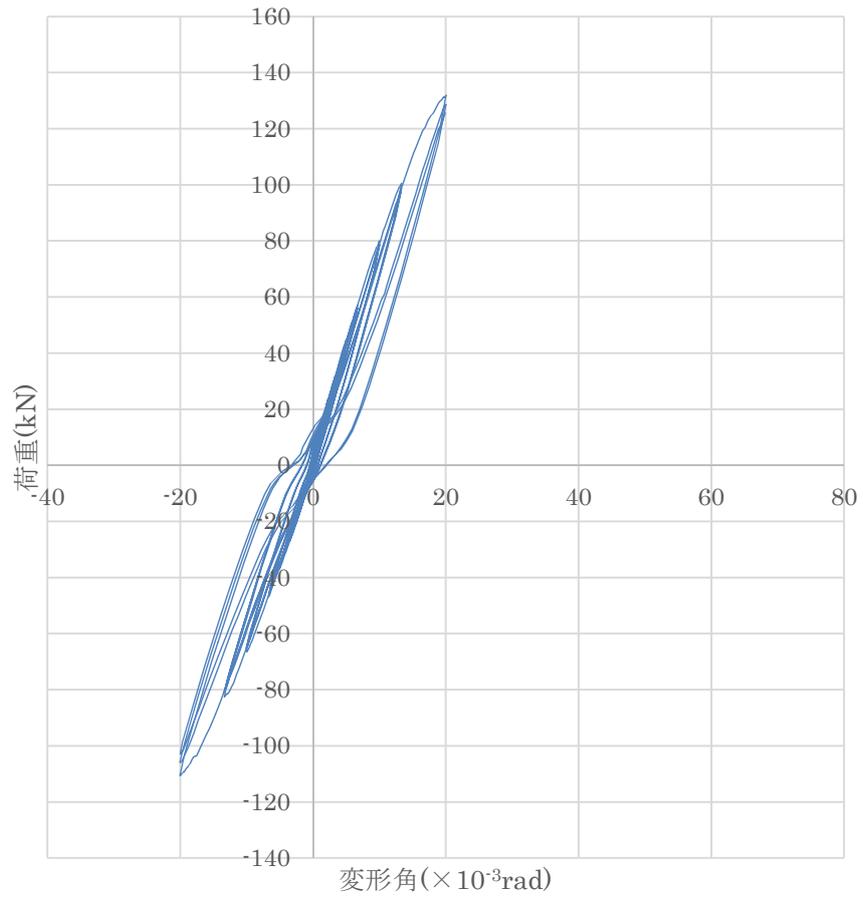


図 3-8 荷重－変形角曲線



写真 3-6 試験終了時全景



写真 3-7 試験終了の
梁集成材の割れ



写真 3-8 試験終了の
CLT 壁下部の割れ



写真 3-9 試験終了の
CLT 壁下部の割れ



写真 3-10 試験終了の CLT 壁
下部の箱型金物からの浮き上がり

3.4.3 試験体番号 2F-C

(1) 試験体詳細

図 3-9 に試験体形状及び寸法、写真 3-11 に試験風景を示す。2 階の柱間中央に耐力壁を配置した仕様で、使用した部材を以下に示す。

壁：スギ CLT Mx60-5-5 150mm

桁（上）：スギ構造用集成材 E75-F240 断面寸法 150×600

土台（下）：スギ構造用集成材 E75-F240 150×300

PC 鋼棒：B 種 1 号 (SBPR 930/1080) $\Phi 23$

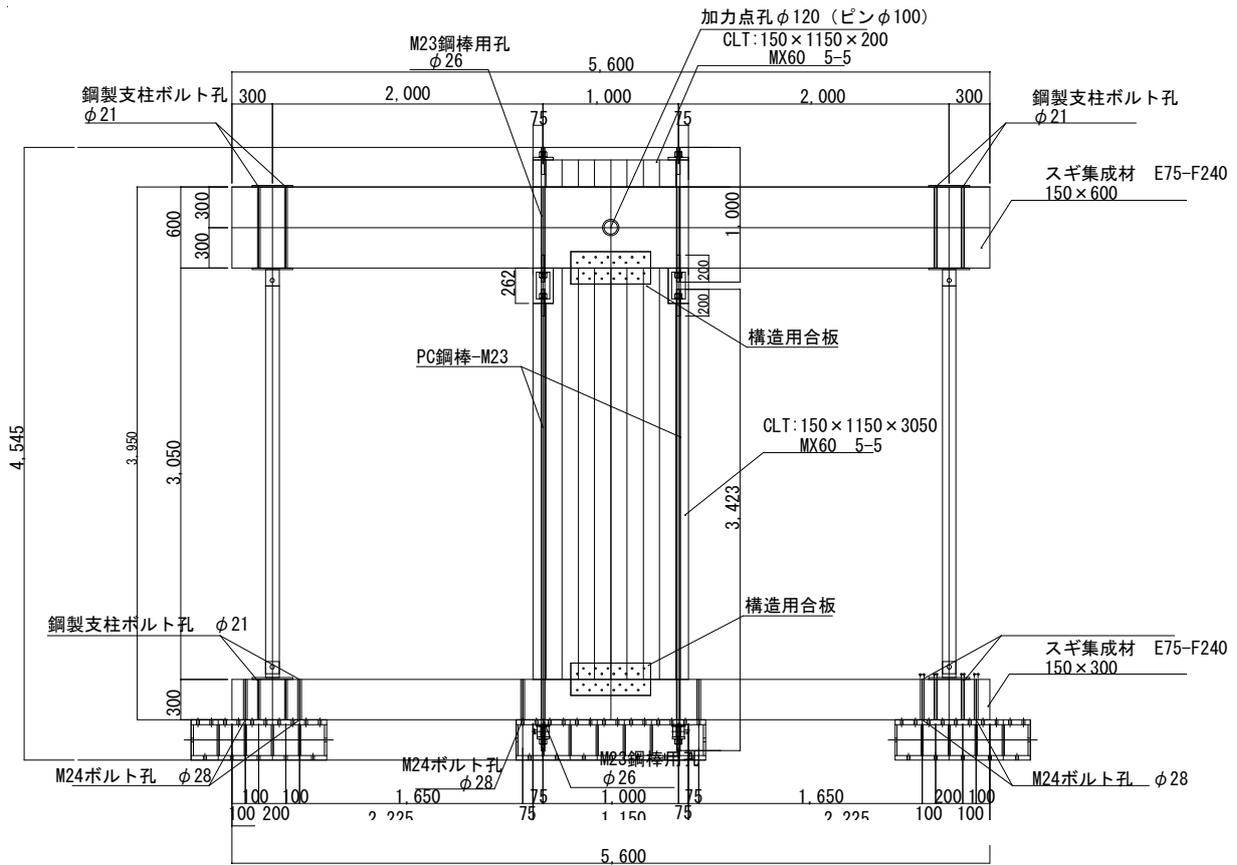


図 3-9 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)

(2) 試験結果

図 3-10 に荷重-変形角曲線を、写真 3-12~写真 3-16 に破壊性状を示す。

1/200rad 程度までは試験体に大きな変化はみられなかったが、1/150rad 程度から CLT 壁脚部側面に割れが入り始め、1/100rad 程度から梁集成材に割れが入り始め、1/50rad を超え引ききりに入ると、せん断キーの部分に亀裂が入り始め (写真 3-12) 参照)、変位が進むにつれ CLT 壁脚部が梁集成材に大きくめり込み、梁集成材の割れが広がっていった (写真 3-13、写真 3-14 参照)。その後 1/15rad に変位が達したため、試験を終了した。

表 3-2 に 150 ラジアン時の水平力 (P_{150})、最大荷重の 2/3 乗じた数値 ($2/3P_{max}$)、降伏耐力 (P_y) および靱性を考慮した水平耐力 ($P_u/(0.2D_s)$) の値を整理し、その最小値である短期基準せん断耐力をまとめた。ここで P_u は最大変形時の水平力、 D_s は構造特性係数を示す。

表 3-2 短期基準せん断耐力の算定結果

各評価項目 (kN)					短期基準せん断 耐力 P_0 (kN/m)
P_{150}	P_{120}	$2/3P_{max}$	P_y	$P_u \cdot (0.2/D_s) \times 1$	
27.90	35.66	73.49	57.59	38.36	35.66

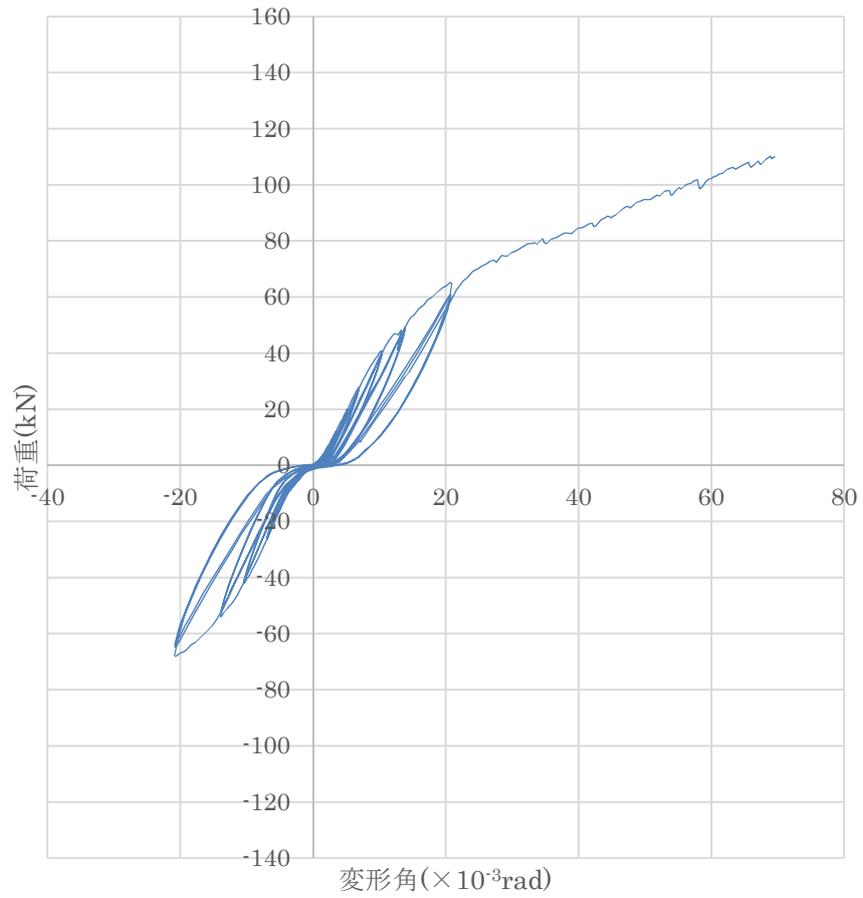


図 3-10 荷重－変形角曲線



写真 3-11 試験終了時全景



写真 3-12 試験終了の
せん断キの割れ

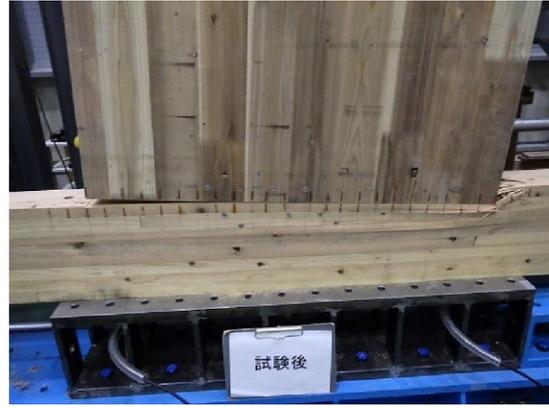


写真 3-13 試験終了の
梁集成材へのめり込み



写真 3-14 試験終了の
梁集成材へのめり込み



写真 3-15 試験終了の箱型金物の
梁集成材へのめり込み

3.4.4 考察

(1) 1 階仕様試験体

ア、アンカーボルトの影響

アンカーボルトは F10T、径 24Φ を使用し、アンカーボルトの伸びに期待しない形式を想定した。

その結果、脚部の剛性が著しく高まったため、試験体が片持ち梁形式となり、梁の曲げ戻し効果が十分発揮できない状況となった。終局時においてもその状況は変わらず、CLT の回転の拘束はアンカーボルトに多大に負担させる結果となり、アンカーボルトが取り付け治具の損壊を避けるため、中央タイプの試験体では 1/37 ラジアン時、端部タイプの試験体では 1/50 ラジアン時で試験を終了させた。

CLT の長所として面内せん断に対する強さがあげられるが、せん断ひずみしにくいことから、靱性確保のための終局時の変形性能は、接合部に依存する形となる。今年 4 月 1 日に施行された国土交通省告示第 611 号「CLT パネル工法を用いた建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める等の件」（以下、CLT パネル工法の構法規定）では、ルート 1、ルート 2、ルート 3 において、1 階脚部は終局時 40mm の変形、それ以外の階の脚部については 20mm の変形を求めており（なお、引張接合部の伸び率についても言及）、現在の CLT パネル工法による建築物の実設計では、一般的に

1 階の脚部についてはアンカーボルトに炭素鋼 SNR400 または SNR490 材の転造ねじ ABR を使用し、ここで変形性能を依存させている。

しかしアンカーボルトの変形性能に依存するにはある程度の長さが必要であり、通常の試験機関での再現は難しい。第 2 回目の実験ではアンカーボルトは、PC 鋼棒と同じ仕様で実施することにした。

イ、箱型金物

昨年の試験結果と 2 回の委員会での検討事項を踏まえ、次の理由で箱型の金物を設置した。

① 各階で PC 鋼棒を接続する必要があった。

② 1 階仕様では、土台の上に CLT を設置する形式では、層間変形角および終局体力の確保が難しくなる。

③ CLT の浮き上がりを CLT と梁のめり込み、CLT と座金のめり込みに期待していたが、CLT の強軸木口面にも負担させる手法をとった。

④ 上記 3 を採用した場合、CLT の下端、上端に欠き込みができるが、鉛直荷重の伝達を考慮して、CLT と梁、CLT と基礎の接触面積が減少しないように配慮した。

ただし実験結果を鑑み、実用化に向けて、次のような点に配慮が必要と思われる。

① PC 鋼棒のナットを締め付けるにあたり、レンチの可動範囲が小さく、施工性の改良が求められる。

② 箱型金物の価格を抑えるため、可能な限り経済的な設計を実施することが望まれる。ただし仕様が複数になると現場で錯綜する可能性があることから、原則、同じ仕様でいずれの部分にも使える形状が望ましい。

③ 結露に対する配慮が必要になる。特に最下層については注意が必要である。

ウ、PC 鋼棒

PC 鋼棒は昨年の実験結果を踏まえ、径 23mm（径 19mm で実施した昨年度の試験では層間変形角が、期待値を下回った）、B 種 1 号を使用した。しかし今回の実験では CLT 脚部の納まりを変えたことで、降伏点に至るまでの剛性が向上したが、靱性に関しては確認できない状況となった。

また PC 鋼棒の口径の違いにより、回転剛性や構造特性係数等に違いがみられると予測される。逆に口径を変化させることにより、強度性能のコントロールが可能になると期待される。そこで 2 回目以降の試験では、口径を $\Phi 17$ 、 $\Phi 19$ 、 $\Phi 21$ 、 $\Phi 23$ （治具の補強を実施後、再試験）と変化させることにより、強度性能の変化を確認することにした。

また昨年度はプレストレス力を入れたが、今回は、箱型金物の性状、ナット径（46Φ）の状況から手締めとなり、定量的な締め付けとはなっていない。初期のプレストレス力を入れた場合には、リラクゼーションの影響を無視することができなくなることも踏まえ、施工管理にあたり、初期の締め付けをどのように行うか、あそびがないことを前提に、ナットの締め付けに関する施工要領をまとめる必要がある。

エ、端部仕様の箱型金物

1 F-F の端部仕様の試験体では、1/150rad 変形時で PC 鋼棒が押されて上部横架材の木口部の破断（写真 3-16 参照）を引き起こす状況がみられた。これは箱型金物が PC 鋼棒以

外では拘束されていないことに要因がある。そこで箱型金物を CLT に固定するため、2 回目の端部仕様の試験では図 3-11 のようにビスで箱型金物を拘束することにした。



写真 3-16 端部仕様試験体の横架材の木口部の破断

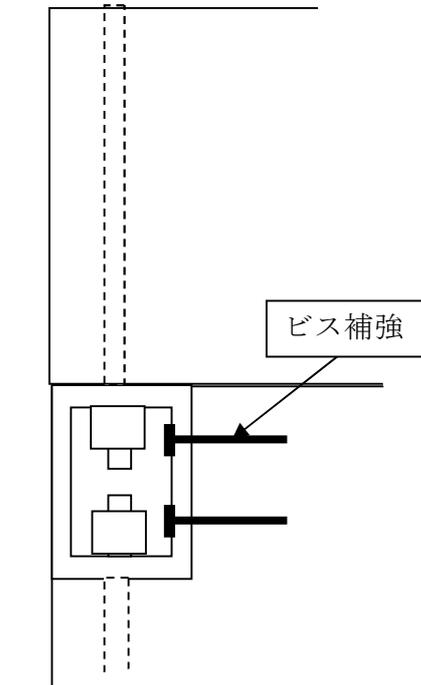


図 3-11 木口部の破断防止策案

オ、せん断キー

今回の試験では、CLT 上部—横架材は構造用合板挿入、建築用ビスの二面せん断としたが、CLT 脚部については土台で CLT 脚部の横移動を拘束する形としていた。しかし端部仕様については片方向の水平力に対し、土台による拘束は期待できないため、臨時に L 字金物で CLT の拘束を行っている。よって端部仕様に対し、伝達手段を明快にすること必然性があるとともに、中央部仕様であっても CLT の側面に土台が配置されない場合を考慮しておく必要がある。

その対策案として、下記のような方法が考えられる。

- ① CLT の側面に根太受けを配置し、CLT を連結する (図 3-12 参照)。

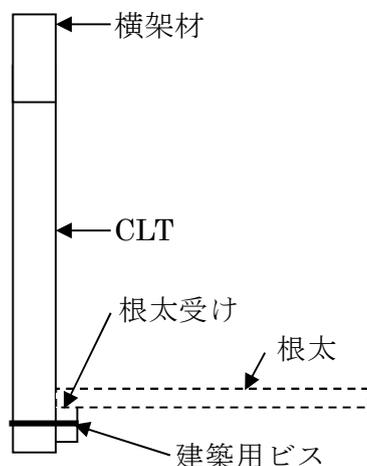


図 3-12 1 階脚部のせん断キー案 (その 1)

② CLT の木口面にシアコネクターを挿入する (図 3-13 参照)。

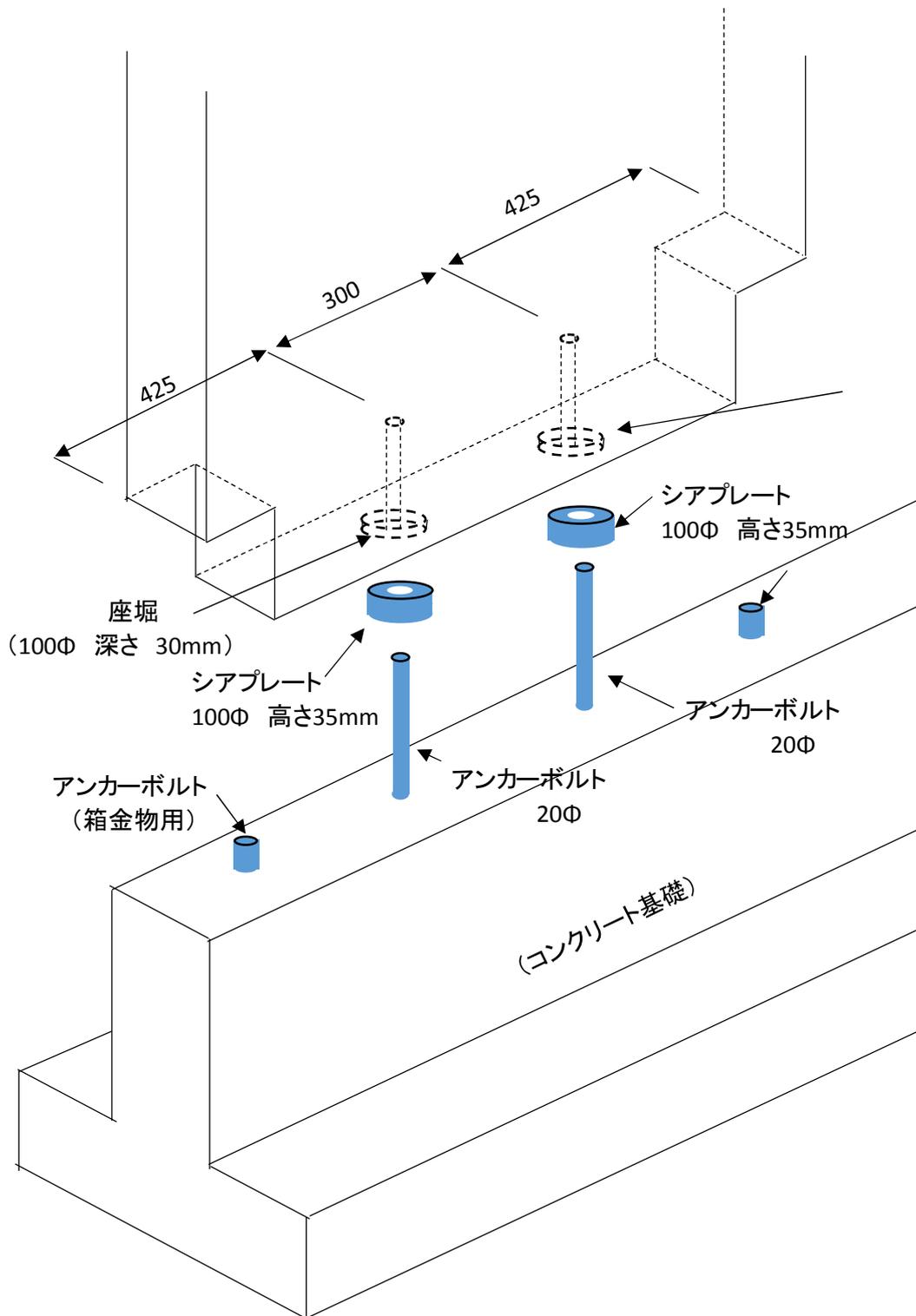


図 3-13 1階脚部のせん断キー案 (その 2)

(2) 2階仕様試験体

ア、短期基準せん断耐力

表 3-2 から期待したせん断耐力が P_{150} で得られていない状態となった。昨年の 2 階仕様（表 3-3 参照）と比較すると概ね強度性能は向上しているが、層間変形角 120 ラジアン時の水平力が低下していることから、PC 鋼棒にプレストレスを与えなかったことが影響していると推察される。また CLT 脚部のめり込みの影響が大きいことから、CLT と横架材のめり込み、特に三角形めり込みの挙動を明らかにして改善策を立てることが望まれる。

表 3-3 短期基準せん断耐力の算定結果（昨年の 2 階仕様試験体）

各評価項目 (kN)				短期基準せん断耐力 P_0 (kN/m)
P_{120}	$2/3P_{max}$	P_y	$P_u \cdot (0.2/D_s) ※1$	
39.06	52.87	43.43	35.1	35.1

イ、せん断キーの影響

終局時は、二次モーメントの発生により、せん断キーが回転することによる上部桁の横引張での破断が確認されている（写真 3-17）が、靱性は十分に確保されている状況に見られる。改善策としてせん断キーの幅を小さくすることが効果的と考えられる。また建築用ビスの配置も煩雑になっていて組み立てに時間を要したことから建築ビスの配置を見直すことが望まれる。

上部階の CLT と横架材間のせん断キーは本実験では設けていないが、実際には取り付くため、横架材の応力の検定を実施する際には、構造用合板挿入部の断面欠損を考慮する必要がある。

ウ、横架材のめり込み

終局時のクライテリアは、CLT と横架材のめり込み（写真 3-18 参照）の影響が最も大きいと考えられる。また目視観察では終局時において、横架材の上端から 100mm の深さがめり込みに大きく関与していると考えられるが、その詳細と力の分布の状況についてはひずみゲージによる測定結果（写真 3-19 参照）から考察していきたい。

尚、終局時（1/15rad 時）の CLT の足元の浮き上がりは 20mm 以上（写真 3-20 参照）であった。



写真 3-17 せん断キーの回転による横架材の横引張による割れ



写真 3-18 下部横架材の終局時のめり込み状況



写真 3-19 下部横架材部のひずみゲージの取り付け状況



写真 3-20 終局時の CLT 下部の浮き上がり

3.5 第 2 回目構面せん断試験

第 1 回目構面せん断試験の結果と考察を踏まえ、1 階仕様の試験体については第 1 回目の構面試験では次の項目の改善を加え、構面せん断試験を実施した。

- ① 箱型金物の形状を変更（板厚も第 1 回目の結果を踏まえ変更 図 3-14 参照）
- ② 1 階仕様のアンカーボルトを PC 鋼棒と同じ仕様に変更
- ③ 靱性を確認するため、PC 鋼棒の径を変化

また 2 階の 2 階仕様の試験体については初期剛性に課題を残したため、最上階仕様の強度性能を確認することにした。

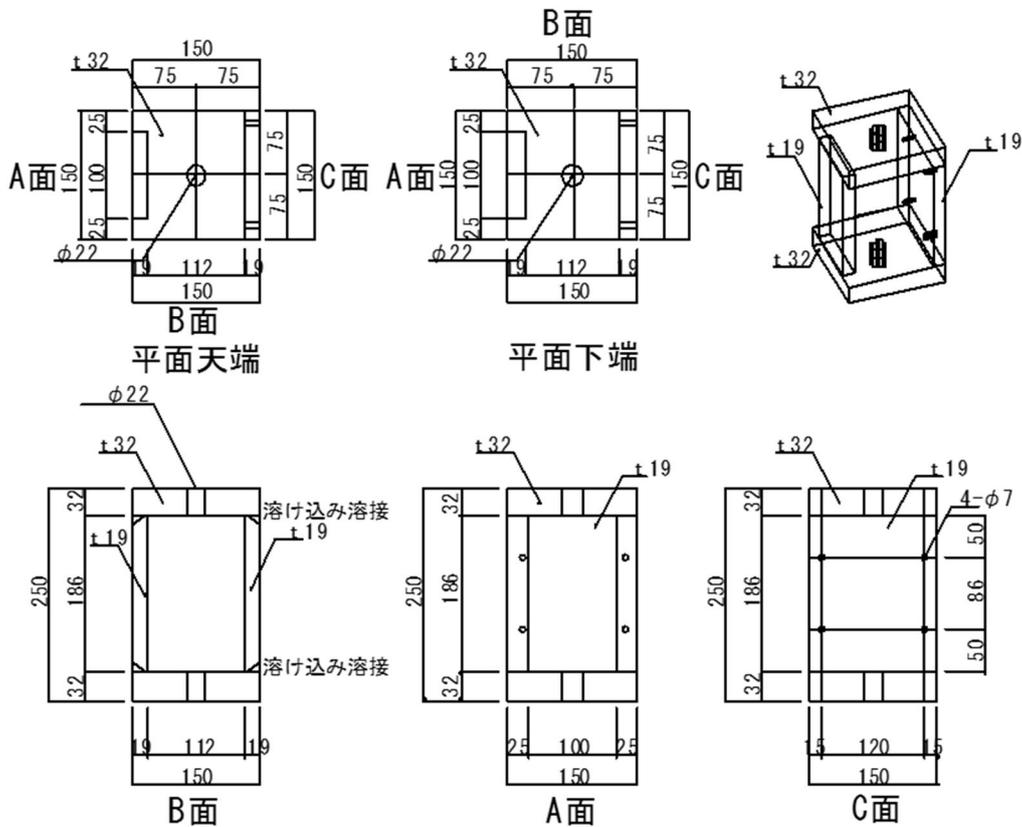


図 3-14 箱型金物の変更

3.5.1 試験体番号 1F-G

(1) 試験体詳細

図 3-15 に試験体形状及び寸法を、写真 3-21 に試験全体写真を示す。

1 階の梁の中央に耐力壁を配置した仕様で、断面寸法 150×600 の梁（スギ集成材 E65-F225）を使用した。また、Φ19 の PC 鋼棒を使用した。

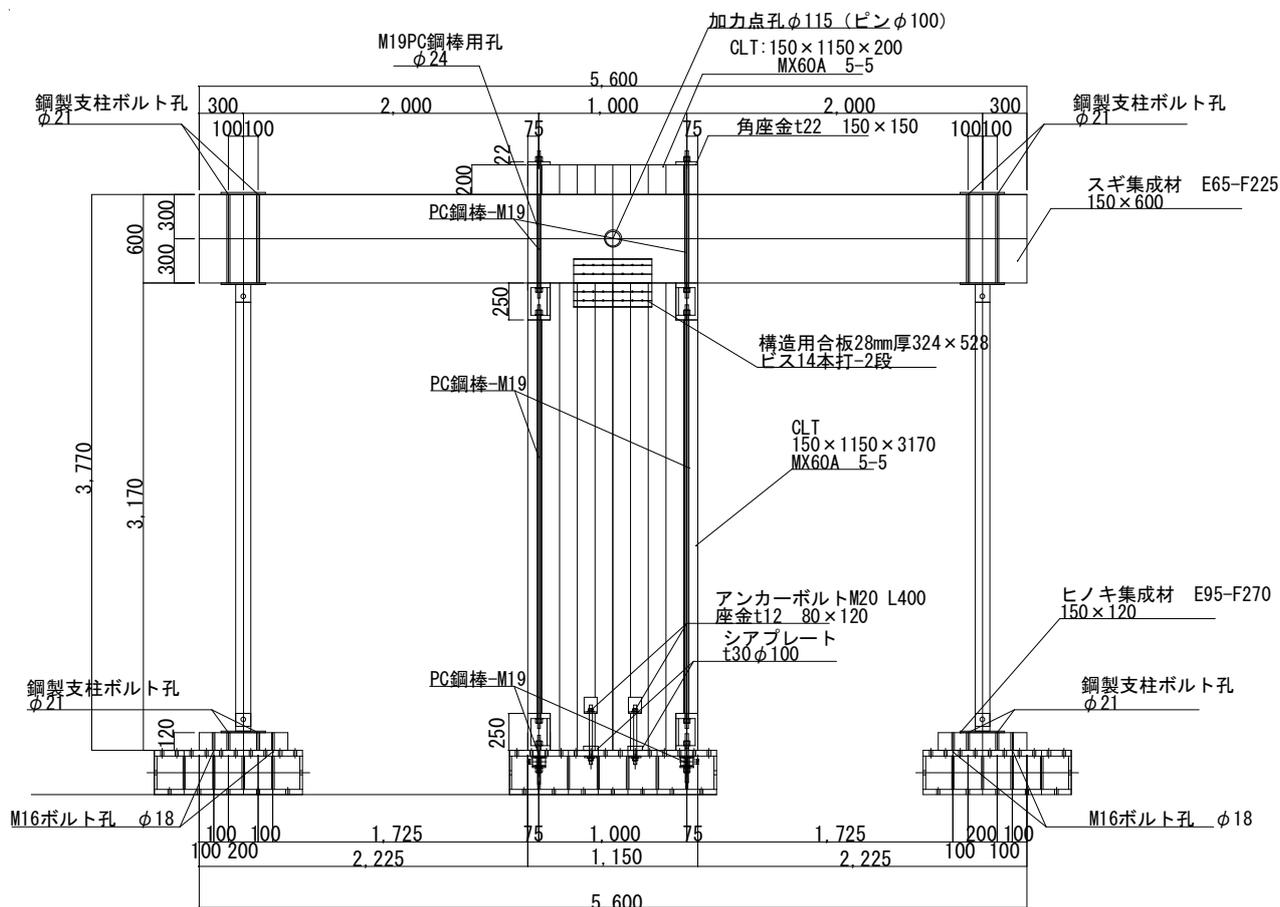


図 3-15 試験体形状及び寸法（単位：mm）

(2) 試験結果

図 3-16 に荷重－変形角曲線を、写真 3-22～写真 3-25 に破壊性状を示す。

1/150rad 程度までは試験体に大きな変化はみられなかったが、1/100rad 程度から CLT 壁の箱型金物が梁集成材にめり込み始め、1/50rad 程度から箱型金物のめり込みにより、梁に割れが入り始めた。その後、CLT 壁脚部の圧縮による CLT 壁脚部の割裂破壊により荷重が最大耐力の 80%まで低下したため、試験を終了した。

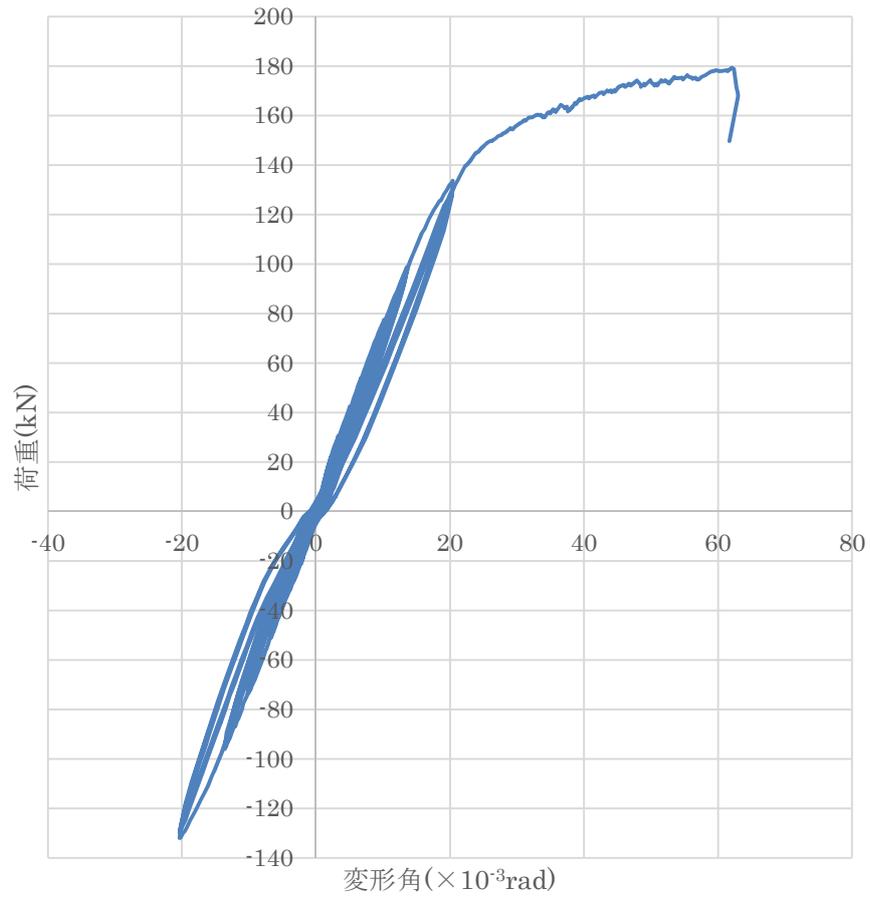


図 3-16 荷重—変形角曲線



写真 3-21 試験終了時全景



写真 3-22 試験終了時の
梁集成材のめり込み



写真 3-23 試験終了時の
梁集成材の割れ



写真 3-24 試験終了時の
CLT 壁脚部の圧縮による割れ



写真 3-25 試験終了時 CLT 壁下部の
箱型金物からの浮き上がり

3.5.2 試験体番号 1F-H

(1) 試験体詳細

図 3-17 に試験体形状及び寸法を、写真 3-26 に試験全体風景を示す。

1 階の梁の中央に耐力壁を配置した仕様で、断面寸法 150×600 の梁（スギ集成材 E65-F225）を使用した。また、Φ17 の PC 鋼棒を使用した。

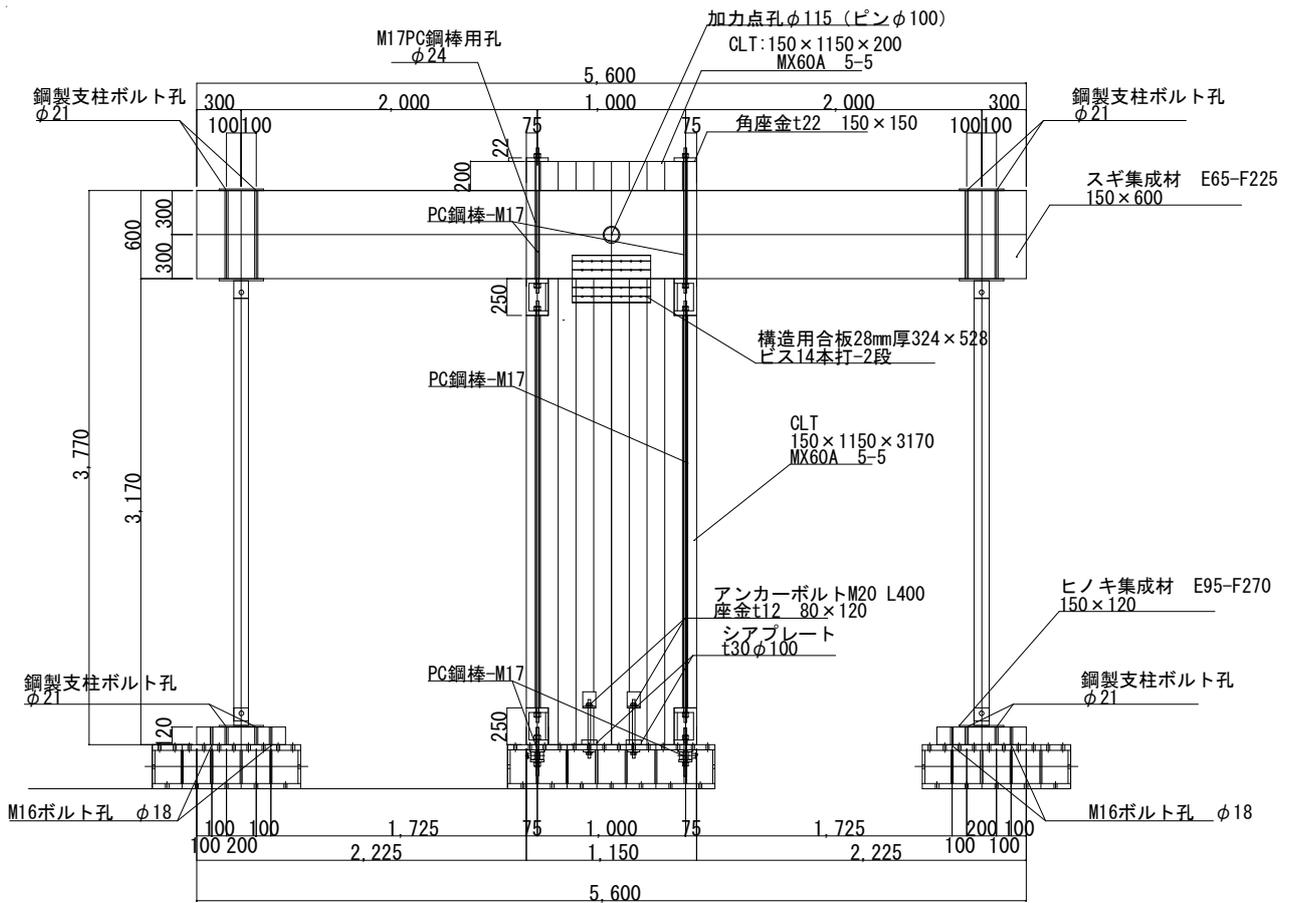


図 3-17 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)

(2) 試験結果

図 3-18 に荷重—変形角曲線を、写真 3-27～写真 3-30 に破壊性状を示す。

1/150rad 程度までは試験体に大きな変化はみられなかったが、1/100rad 程度から CLT 壁上部の箱型金物が梁集成材にめり込み始め、1/50rad 程度から梁集成材に割れが発生した。その後、梁集成材にせん断破壊したことにより荷重が最大耐力の 80% まで低下したため、試験を終了した。

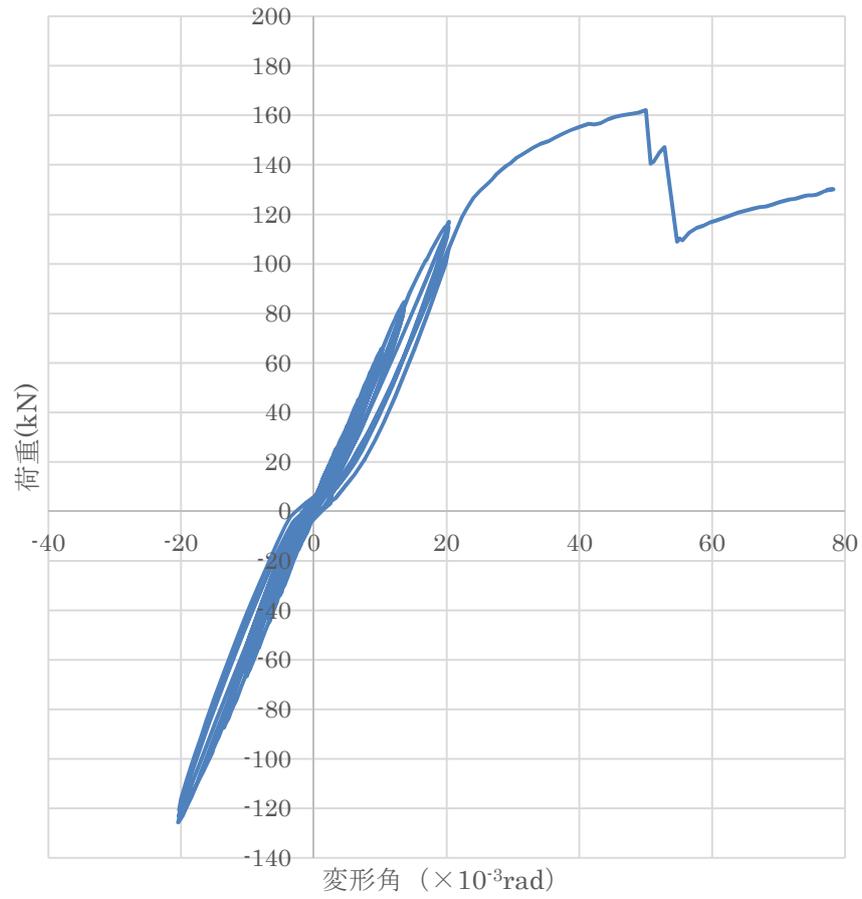


図 3-18 荷重－変形角曲線



写真 3-26 試験終了時全景



写真 3-27 試験終了時の
梁集成材の割れ



写真 3-28 試験終了時の
CLT 壁下部の割れ



写真 3-29 試験終了時の
梁集成材の割れ



写真 3-30 試験終了時の
CLT 壁下部のめり込み

3.5.3 試験体番号 1F-I

(1) 試験体詳細

図 3-19 に試験体形状及び寸法を、写真 3-31 に試験全体風景を示す。

1 階の梁の端部に耐力壁を配置した仕様で、断面寸法 150×600 の梁（スギ集成材 E65-F225）を使用した。また、Φ19 の PC 鋼棒を使用した。

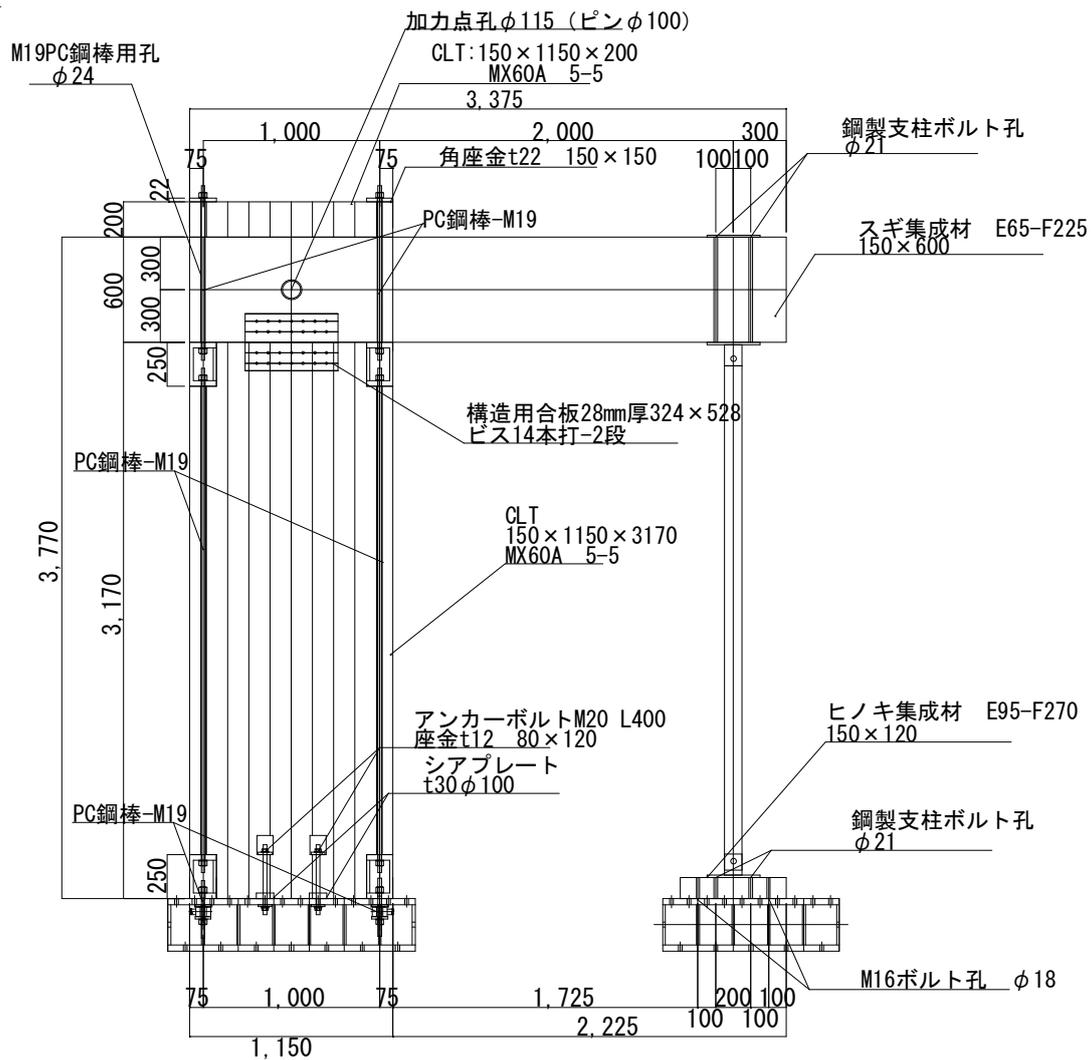


図 3-19 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)

(2) 試験結果

図 3-20 に荷重-変形角曲線を、写真 3-32~写真 3-35 に破壊性状を示す。

1/200rad 程度までは試験体に大きな変化はみられなかったが、1/150rad 程度から CLT 壁が滑り始め、1/100rad 程度から CLT 壁脚部に割れが入り始め、変形が進むにつれ、梁集成材と CLT 壁にさらに割れが入り始めた。その後、梁端部の端抜け破壊により荷重が最大耐力の 80%まで低下したため、試験を終了した。

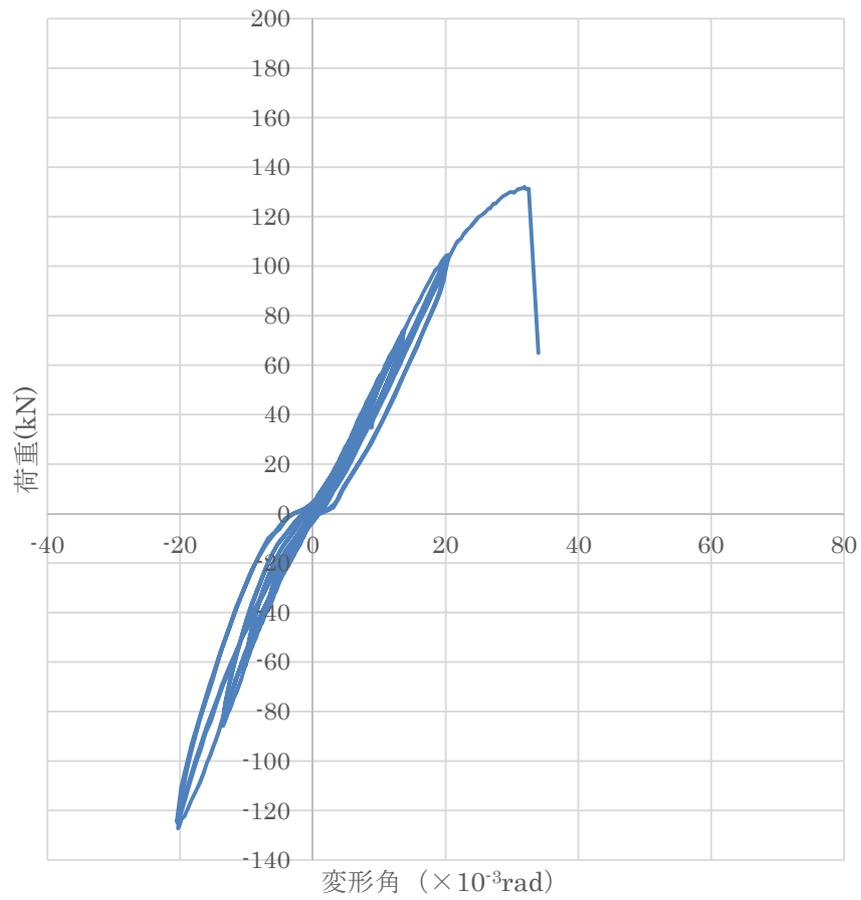


図 3-20 荷重—変形角曲線



写真 3-31 試験終了時全景



写真 3-32 試験終了時の
CLT 壁脚部のめり込み



写真 3-33 試験終了時の
梁集成材へのめり込み



写真 3-34 試験終了時の
梁集成材の端抜け破壊

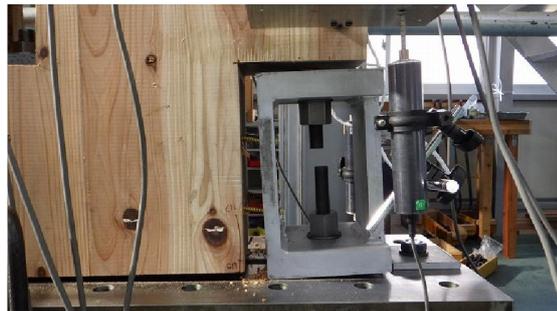


写真 3-35 試験終了時の
箱型金物のズレ

3.5.4 試験体番号 3F-A

(1) 試験体詳細

図 3-21 に試験体形状及び寸法を、写真 3-36 に試験全体風景を示す。最上階の梁の中央に耐力壁を配置した仕様で、断面寸法 150×270 の梁及び 150×285 の土台（いずれもスギ集成材 E65-F225）を使用した。また、 $\Phi 15$ の PC 鋼棒を使用した。

梁上部に垂木を受けられるよう、スギ集成材（E65-F225）の幅で、深さ 30mm で欠き込みを入れ、梁の上に乗せ、PC 鋼棒を貫通させ留めつけた。また、梁上のスギ集成材の間には $120 \times 210 \times 880$ のスギ構造用製材を設置し、隙間を埋めえるようにしたにした。

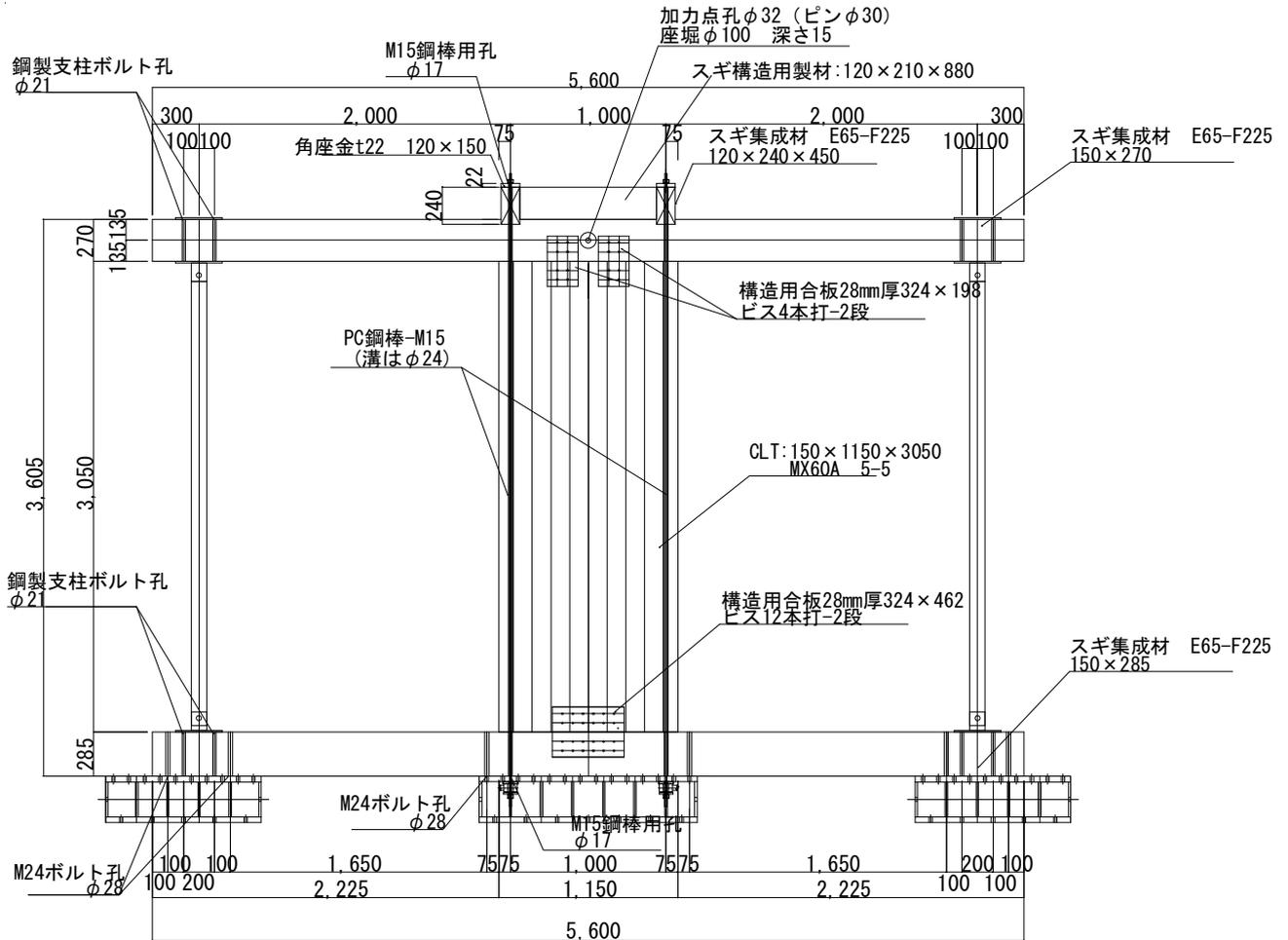


図 3-21 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)

(2) 試験結果

図 3-22 に荷重-変形角曲線を、写真 3-37~写真 3-40 に破壊性状を示す。

1/200rad 程度までは試験体に大きな変化はみられなかったが、1/150rad 程度から CLT 壁脚部が土台集成材にめり込み始め、変形が進むにつれめり込みが大きくなり、1/50rad 程度で梁集成材、土台集成材ともに割れが入り始め、土台集成材のせん断キーの部分に割れが入った。その後、梁集成材のせん断破壊が起こり、荷重が最大耐力の 80%まで低下したため、試験を終了した。

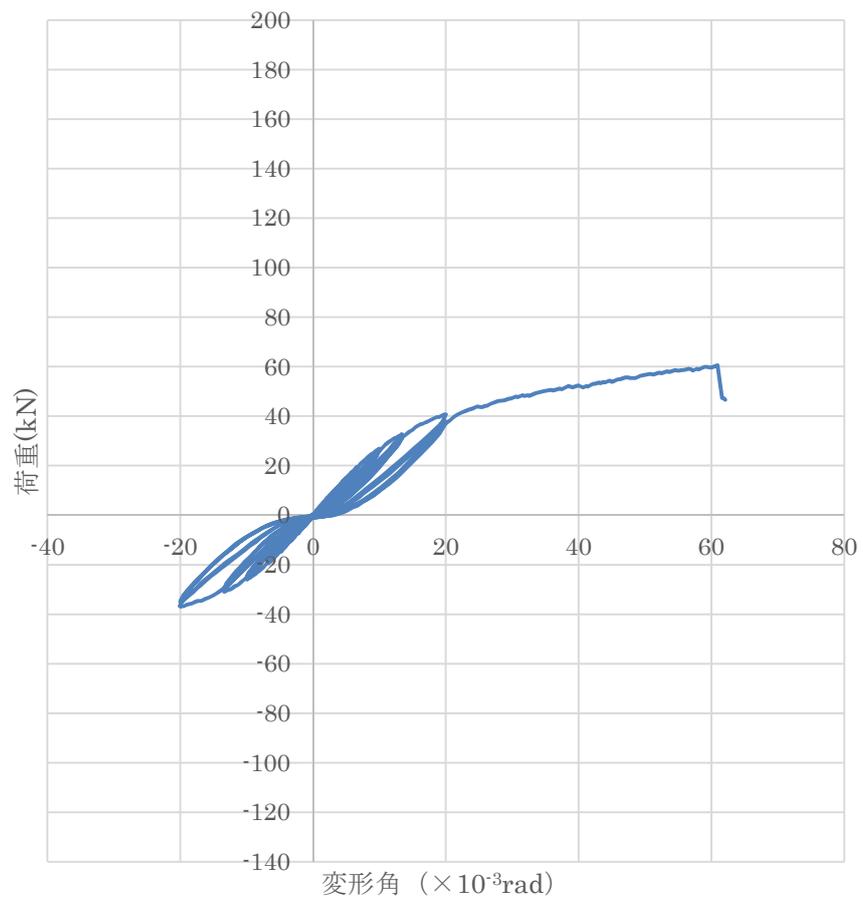


図 3-22 荷重—変形角曲線



写真 3-36 試験終了時全景



写真 3-37 試験終了時の
せん断キーの割れ



写真 3-38 試験終了時の
土台集成材へのめり込み



写真 3-39 試験終了時の
梁集成材の割れ



写真 3-40 試験終了時の
梁集成材へのめり込み

3.5.5 考察

表 3-4 に構面せん断試験から得られた 150rad 時の水平力 (P_{150})、最大荷重の 2/3 乗じた数値 ($2/3P_{max}$)、降伏耐力 (P_y) および靱性を考慮した水平耐力 ($P_u/(0.2D_s)$) の値を整理し、その最小値である短期基準せん断耐力をまとめた。ここで P_u は最大変形時の水平力、 D_s は構造特性係数を示す。

1 階仕様では、1F-G、1F-H 共に期待する必要せん断耐力 45kN を上回っているが、端部の仕様である 1F-I については P_{150} および $P_u/(0.2D_s)$ が要求条件を満たしていない結果になっている。 P_{150} 時の水平力が不足していた理由は梁の曲げ戻し効果が期待できなかったことがあげられる。また $P_u/(0.2D_s)$ が不足している理由は、PC 鋼棒が桁の端部から抜け出したことにより十分な変形性能が得られたことが影響したと考えられる。

最上階仕様の 3F-A は概ね期待した性能を満たしている結果が得られた。PC 鋼棒の径を上げることにより P_{150} の性能は上がると推測されるが、 $P_u/(0.2D_s)$ は下がることが考えられ、性能向上対策には十分な配慮が必要である。

表 3-4 各評価項目と短期基準せん断耐力の算定結果 (■ 決定要因)

試験体名	各評価項目(kN)				短期基準せん断耐力 P_0 (kN)
	P_{150}	$2/3P_{max}$	P_y	$P_u \cdot (0.2/D_s)$	
1F-G	54.12	119.5	116.2	69.1	54.12
1F-H	45.39	108.1	102.5	66.1	45.39
1F-I	39.16	88.0	87.11	33.36	33.36
3F-A	19.45	40.4	34.7	21.9	19.45

3.6 第3回目構面せん断試験

第3回目の構面せん断試験では、第3回構面せん断試験の1階仕様中央タイプの試験体と同じ仕様とし、次の項目を検討するため、PC鋼棒の径を変化させて2体の試験を実施した。ただし箱型金物の高さは250mmとしていたが、次の理由で207mmに変更した。

① 1階の床の構成を下記で設定。下地用構造用合板の高さ以内に金物が納まるように計画。

土台厚さ 120mm

根太厚さ 60mm (45mm×60mm @303)

構造用合板(下地材) 12mm

床仕上げ材 15mm

② 1月末の実験で金物に変形が見られた。座屈を拘束するため、金物の高さを低くする。

③ 上下のボルト間の距離は上下プレート間距離が下記以上であれば納まる。

仮にPC鋼棒を23Φとした場合

ナット高さ 36mm

座金厚さ 4.5mm

ネジ山 2mm(ピッチ)×3=6mm 計 46.5mm

プレート上下間の必要間隔は レンチの挿入幅を50mm設けて

$46.5+50+46.5=143\text{mm}$ あればよい。

3.6.1 試験体番号 1F-J

(1) 試験体詳細

図 3-23 に試験体形状及び寸法を、写真 3-41 に試験全体風景を示す。1 階の梁の中央に耐力壁を配置した仕様で、断面寸法 150×600 の梁をしようし、Φ23 の PC 鋼棒を使用した。土台は 150×120 (ヒノキ構造用集成材) とし、CLT の横移動の拘束を期待した。

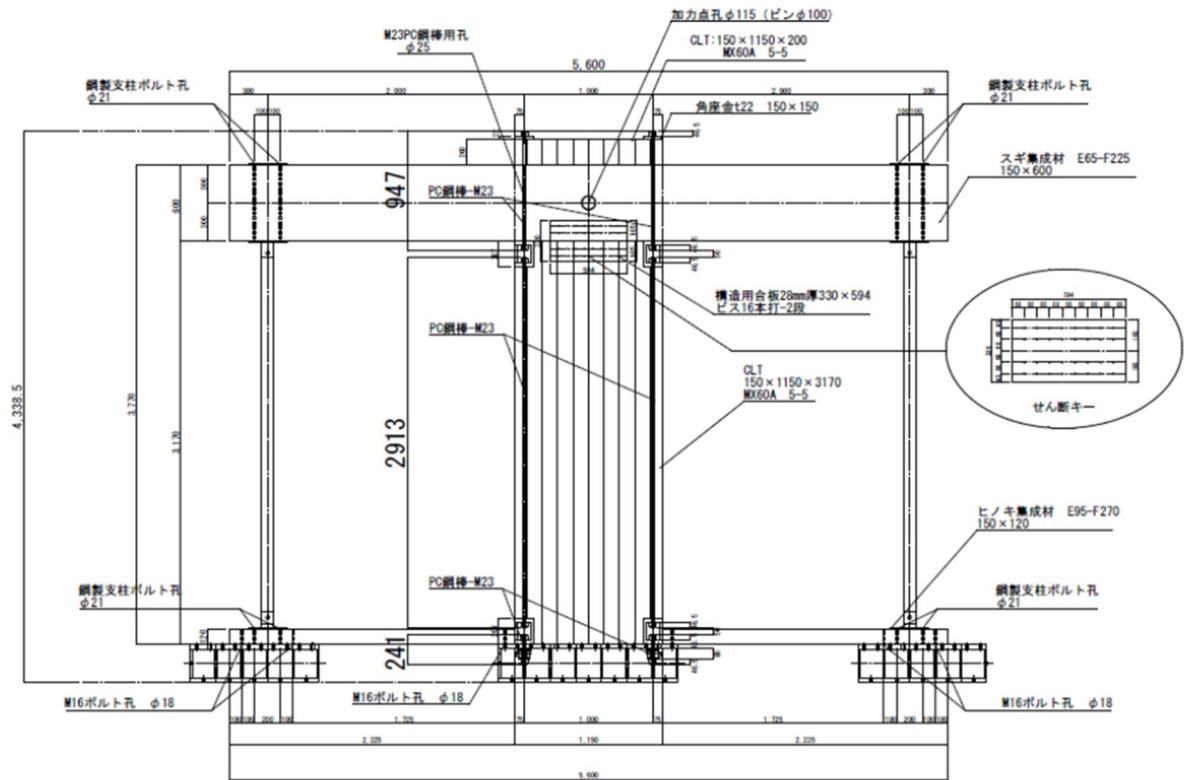


図 3-23 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)



写真 3-41 試験体全景

(2) 試験結果

図 3-24 に荷重－変形角曲線を、写真 3-42 に層間変形角 1/150rad 時の CLT 脚部の浮き上がりを、写真 3-43～写真 3-45 に破壊性状を示す。

1/200rad から CLT の若干の脚部の浮き上がりが確認され、1/100rad 時には箱型金物と CLT 間の空きが 5mm、1/75rad 時には 9mm、1/50rad 時には 13mm となった。1/150rad 程度から CLT 頭部の上部桁へのめり込みが始まり、1/50rad 程度で脚部の箱型金物上部の位置で圧縮による CLT の割れが確認された。層間変形角が 1/20rad 時で桁の最上部のラミナのフィンガージョイント部が破断し、桁のせん断破壊後、最大荷重の 80%まで低下したため、試験を終了した。終局時の CLT 脚部の浮き上がりは 40mm を上回っていた。

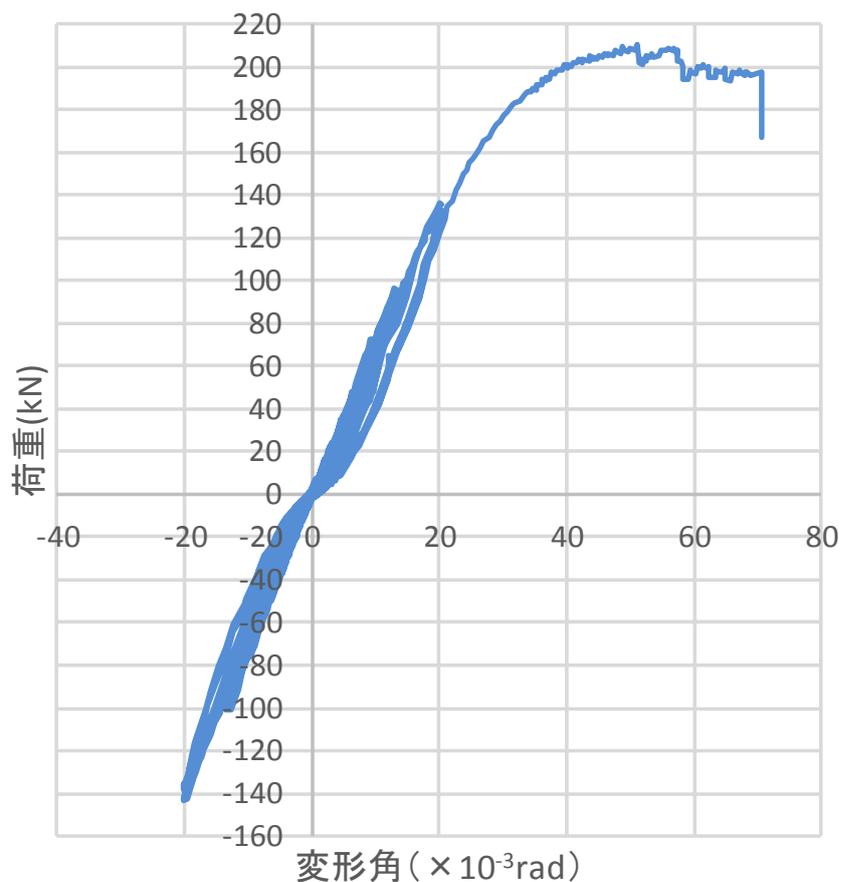


図 3-24 荷重－変形角曲線



写真 3-42 1/150rad 時の
CLT 脚部の浮き上がり



写真 3-43 試験終了時の
梁集成材のせん断破壊



写真 3-44 試験終了時の
CLT 脚部の割れ



写真 3-45 試験終了時の梁集成材への
めり込み

3.6.2 試験体番号 1 F-K

(1) 試験体詳細

図 3-25 に試験体形状及び寸法を、写真 3-46 に試験全体風景を示す。1 階の梁の中央に耐力壁を配置した仕様で、断面寸法 150×600 の梁をしようし、Φ21 の PC 鋼棒を使用した。土台は 150×120 (ヒノキ構造用集成材) とし、CLT の横移動の拘束を期待した。

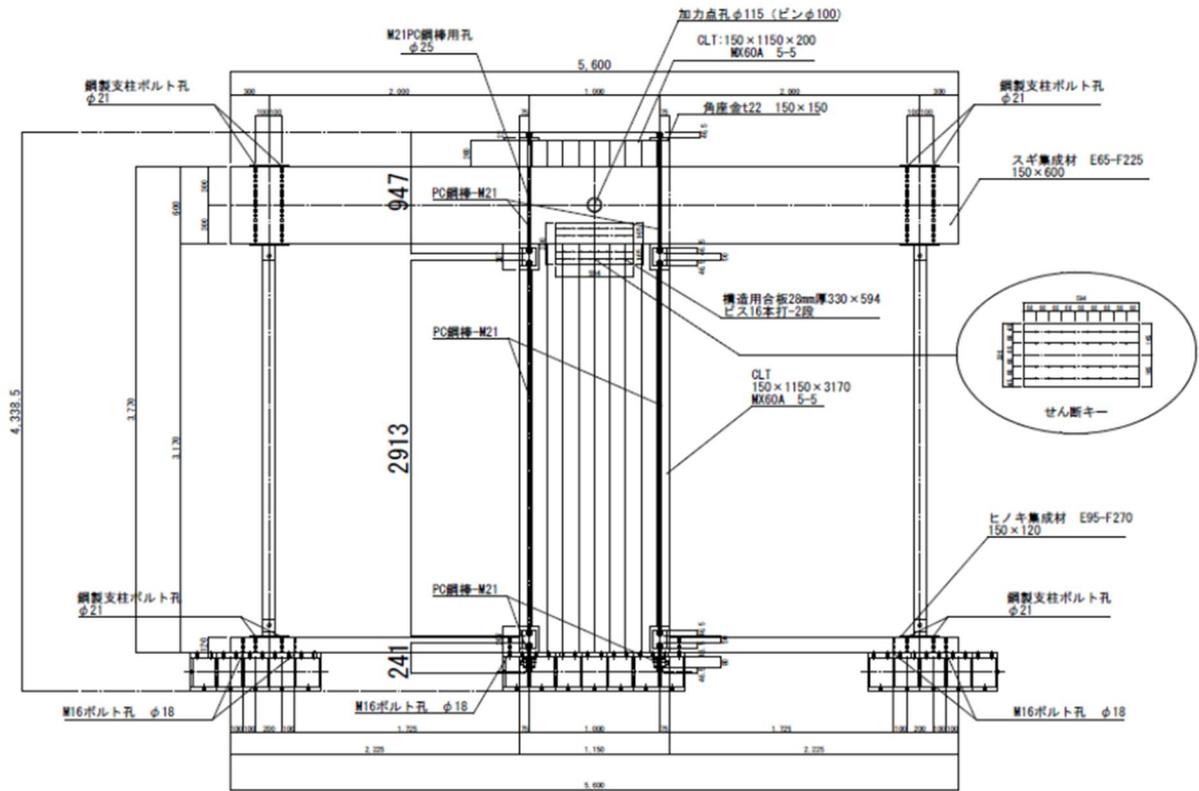


図 3-25 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)



写真 3-47 試験全体風景

(2) 試験結果

図 3-26 に荷重－変形角曲線を、写真 3-47 に層間変形角 1/150rad 時の CLT 脚部の浮き上がり状況を、写真 3-48～写真 3-50 に破壊性状を示す。

1/200rad から CLT の若干の脚部の浮き上がりが確認され、1/100rad 時には箱型金物と CLT 間の空きが 6mm、1/75rad 時には 8mm、1/50rad 時には 12mm となった。1/150rad 程度から CLT 頭部の上部桁へのめり込みが始まり、1/100rad 程度で脚部の箱型金物上部の位置で圧縮による CLT の割れが確認された。水平変位が 1/18rad 時で桁のせん断破壊し、その後も最大荷重の 80%に落ちるまで加力した後、試験を終了した。終局時の CLT 脚部の浮き上がりは 40mm を上回っていた。

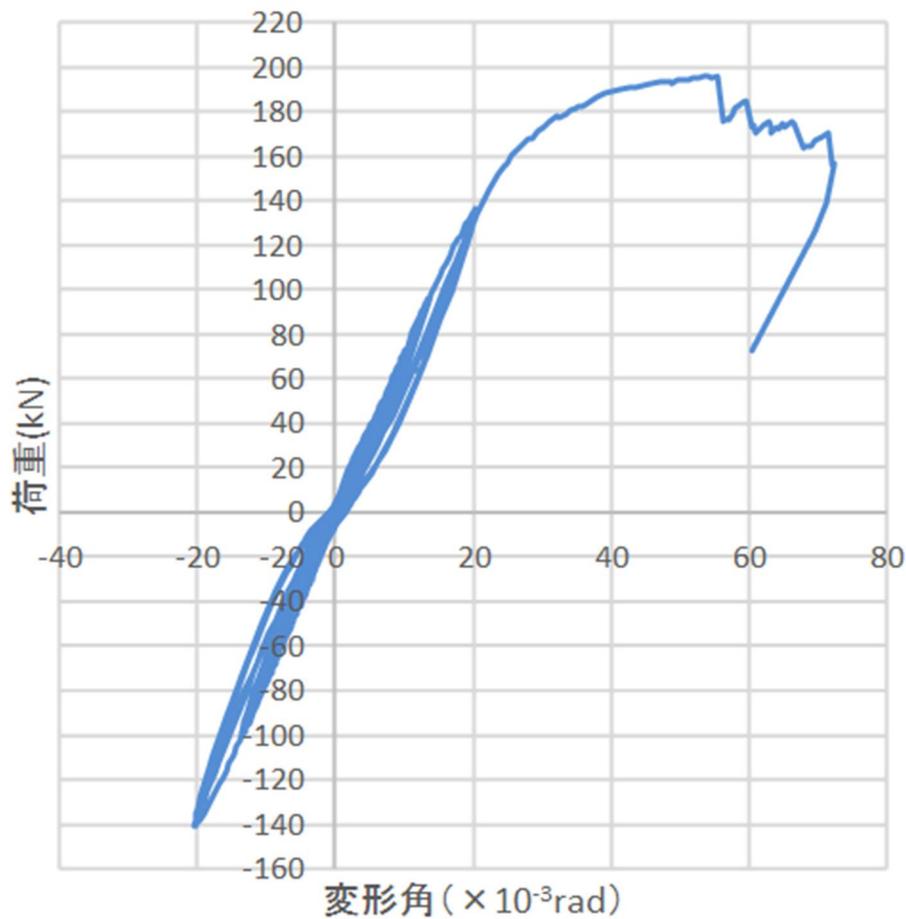


図 3-26 荷重－変形角曲線



写真 3-47 層間変形角 1/150 時の
CLT 脚部の浮き上がり



写真 3-48 試験終了時の
梁集成材のせん断破壊



写真 3-49 試験終了時の
CLT 脚部の割れ

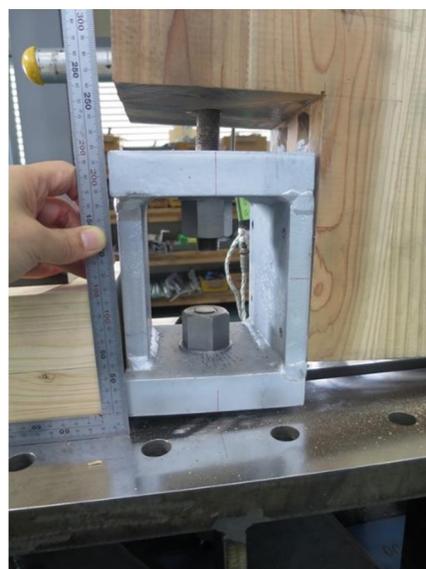


写真 3-50 試験終了時の
CLT 脚部の浮き上がり

3.6.3 考察

第 3 回目構面せん断試験と第 2 回目構面せん断試験で実施した、1 階仕様中央タイプの短期基準せん断耐力の値を表 3-4 にまとめた。いずれの短期基準せん断耐力の値も層間変形角 1/150rad 時の水平荷重で決まっており、第 2 章で期待した必要せん断耐力の値を満たしている

降伏荷重と終局荷重に関する値は PC 鋼棒の径が大きくなると高くなる傾向がみられるが、最大荷重については 1F-J(PC 鋼棒 Φ23mm)に対し、1F-K(Φ21mm)の数値が上回っている。これは試験体 1 F-J の試験では 1/20rad 時に、曲げモーメントが最も厳しくなる桁の最外層の引張側ラミナにフィンガージョイントがあり、ここが破断したことが要因であると考えられる。

また層間変形角 1/150rad 時の値が 1F-G > 1F-J = 1F-K になっている理由は初期の張力が影響したものと考えられる。平成 28 年度事業でも PC 鋼棒の張力として 20kN 負荷することで初期剛性が高まることを確認しているが、本年度の 1 階仕様の試験体では CLT の上下に箱型金物を排しているため、PC 鋼棒のナットは電動式のトルクレンチを使用することは不可能であった。またナット幅 46mm (PC 鋼棒 Φ23)、ナット幅 41mm (PC 鋼棒 Φ41) に対し、既製品の手動式トルクレンチはナット幅が 36mm までしか販売していなかったことから、CLT に挿入した PC 鋼棒のナットは手締めで力まずに締まるところまで、アンカーボルトの代替えとした PC 鋼棒のナットは手締め締めた後、半ネジ程度緩めて実験を行うという、定性的な基準で締め方を決めていた。PC 鋼棒のゆるみや CLT と鋼材、鋼材と梁等の初期のあそびを少なくすることで、初期剛性は安定した値になると期待している。

表 3-4 1 階仕様中央タイプの短期基準せん断耐力総括表

試験体名	PC鋼棒径 (mm)	P_{150}	$2/3P_{max}$	P_y	$P_u \cdot (0.2/D_s)$	短期基準 せん断耐力
1F-J	23	47.88	121.94	140.33	77.29	47.88
1F-K	21	47.88	135.55	130.85	76.05	47.88
1F-G	19	54.12	119.55	116.21	69.15	54.12
1F-H	17	45.39	108.07	102.53	66.12	45.39

PC 鋼棒の径の決定には、次のような CLT の回転によって生ずる力の流れを考慮して、部材と接合部の剛性のバランスを考慮して決定する必要があると考えられる。

(浮き上がり側)

* 梁の曲げ戻し効果に期待する力の伝達

CLT の回転 → CLT と箱型金物の支圧 → 箱型金物と木材の繊維直角方向の支圧 → 桁 → 両端鋼製支柱

* アンカーボルトによる拘束

CLT の回転 → CLT と上部箱型金物の支圧 → 上部箱型金物と座金の支圧 → PC 鋼棒 → 座金と下部箱型金物の支圧 → アンカーボルト → 架台

(沈む側)

* 梁の曲げ戻し効果に期待する力の伝達

CLT の回転 → CLT と下部箱型金物との支圧 → 下部箱型金物と座金の支圧 → PC 鋼棒 → 座金と上部箱型金物の支圧 → 上部箱型金物と座金の支圧 → 上の PC 鋼棒 → 座金と上階の CLT の支圧 → CLT と木材繊維直角方向の支圧 → 梁 → 両端鋼製支柱

* CLT の沈み込み

CLT の回転 → CLT と下部箱型金物の支圧 → 下部箱型金物 → 架台

よって PC 鋼棒の径の適正值の決定や、解析を適正に履行するには、梁の抑え込み効果に期待することを前提にすると、各部材の剛性に加え、次のような各部材間の境界条件（各接合部のバネ定数）を明白にする必要がある。

- ① 鋼板と木材繊維直角方向の等変位めり込み
- ② 鋼板と CLT の等変位めり込み
- ③ CLT と木材繊維直角方向の等変位めり込み
- ④ CLT の三角形変位めり込み

そこで次章では上記③と④の性能を把握するため、CLT-集成材の等変位めり込み、および三角形変位めり込みの実験を実施することにした。

【参考文献】

- 1) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）」、570（2008）
- 2) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）」、570～572（2008）

第4章 むり込み試験

4.1 本章の目的

昨年度の実験結果と今年度の構面せん断試験(第3章参照)から、耐力壁の初期剛性、強度および靱性を適正に評価し、本事業で目指す CLT+横架材で構成される耐震システムの実用化を図るには、CLT と横架材間のむり込みの強度性能を定量的に把握する必要がある。

そこで本章では、CLT と横架材の等変位むり込みと三角形変位むり込みの実験について報告する。

4.2 等変位むりこみ試験

4.2.1 試験概要

表 4-1 に試験体リスト、図 4-1 に試験体形状及び寸法を示す。

圧縮材にはスギ集成材 (E65-F225) または CLT (5層5プライ Mx60A) を用いた。また、土台にはスギ集成材 (E65-F225) を用いた。試験体は各3体の計9体とした。

表 4-1 試験体リスト

試験体名	圧縮材	土台	試験体数
LW	スギ集成材 (E65-F225)	スギ集成材 (E65-F225)	各3体 (計9体)
CLT-N	CLT (5層5プライ M x60 幅はぎ接着なし)		
CLT-A	CLT (5層5プライ M x60 幅はぎ接着あり)		

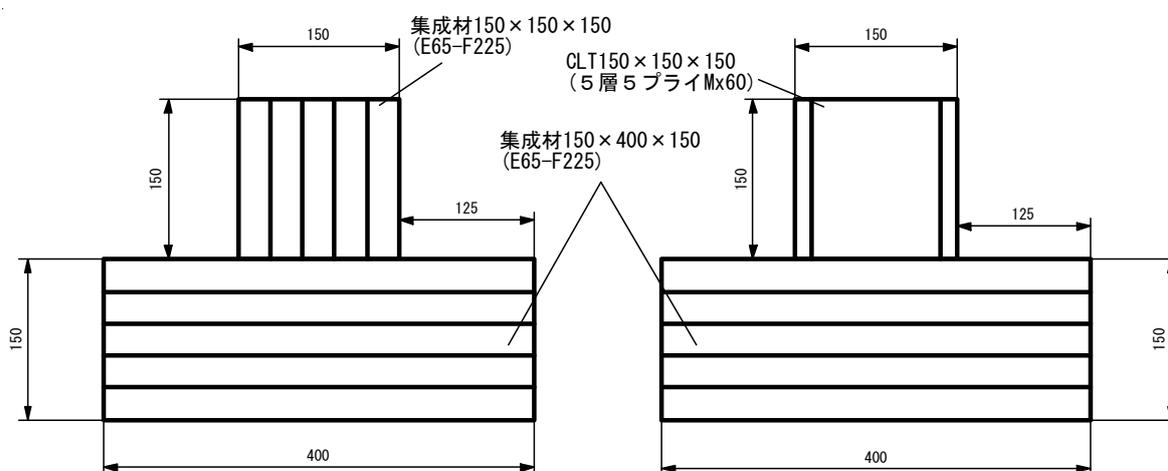


図 4-1 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)

4.2.2 試験方法および評価方法

図 4-2 に変位計及び加力位置を示す。

加力は試験体の上部に鉄板を置き、2000kN 万能試験機(島津製作所:UH-2000kNC)により試験体中央に圧縮力をかけた。変位の計測は、ストレインゲージ式変位計(東京測器研究所:CDP-25、SDP-50)を用いて集成材のめり込み変位と試験体全体の絶対変位を測定した。試験は最大耐力の 80%まで荷重が低下した場合、試験機の変位が 3mm に達した場合、または変位計の測定範囲を超えた場合に終了した。

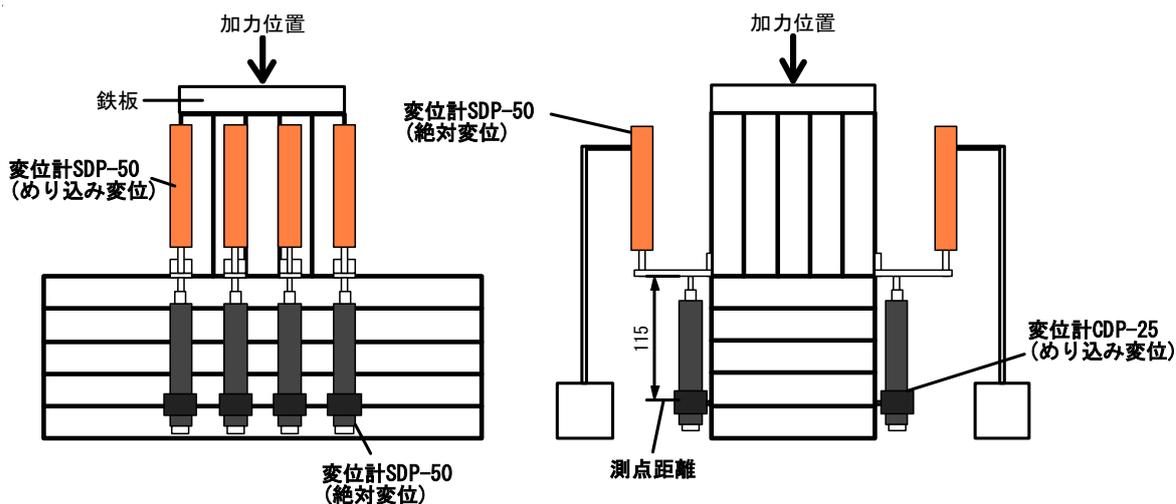


図 4-2 変位計位置及び加力位置 (単位: mm)

4.2.3 試験結果

(1) LW

試験体名 LW の各試験により得られた平均値の荷重-変位曲線を図 4-3～図 4.4 に示す。また LW (No.1) の試験風景を写真 4-1 に、破壊性状を写真 4.2～写真 4-4 に示す。

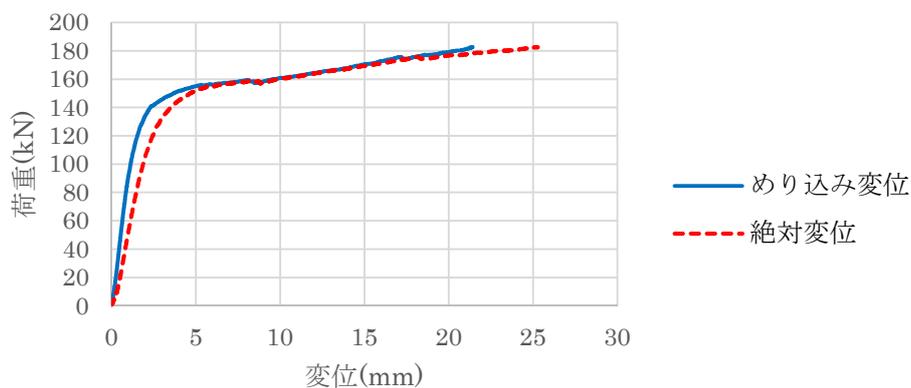


図 4-3 荷重-変位曲線 (No.1)

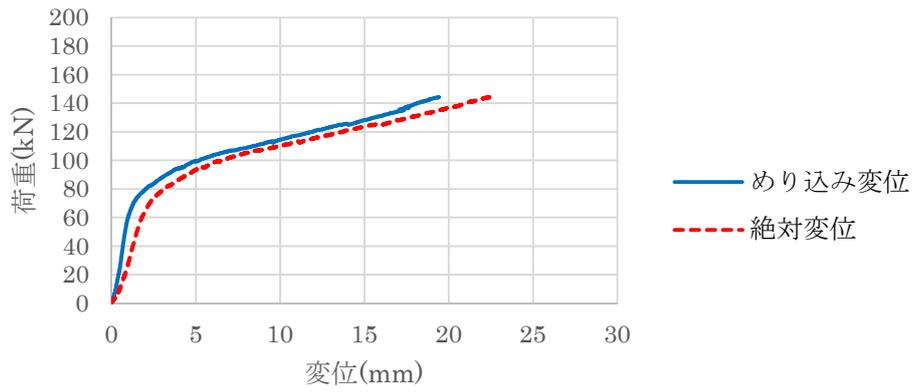


図 4-4 荷重-変位曲線 (No.2)

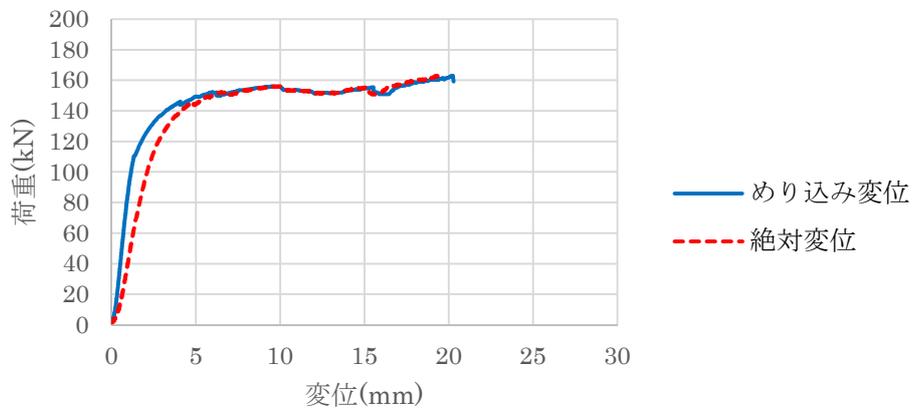


図 4-5 荷重-変位曲線 (No.3)



写真 4-1 試験終了時全景 (No.1)



写真 4-2-1 試験終了時の土台の割れ



写真 4-2-1 土台のめり込み状況

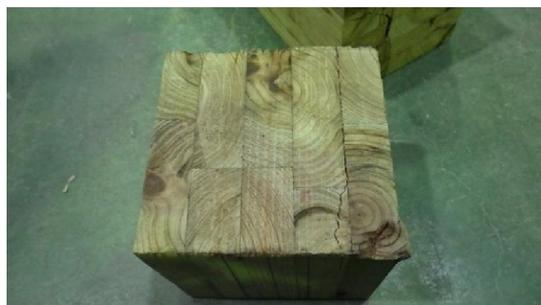


写真 4-2-1 集成材下部の割れ

写真 4-2 LW (No.1) の終局後の試験体の状況



写真 4-3-1 土台のめり込み状況



写真 4-3-2 試験終了時の土台の割れ



写真 4-3-2 集成材下部の割れ

写真 4-3 LW (No.2) の終局後の試験体の状況



写真 4-4-1 土台のめり込み状況



写真 4-4-2 土台の外面への変位



写真 4-4-3 試験終了時の土台集成材の割れ

写真 4-4 LW (No.3) の終局後の試験体の状況

LW (No.1) では、荷重が 130kN に達した辺りから土台集成材の接着層での割れがみられた。その後、試験機の変位が 30mm 達したため、試験を終了した。

LW (No.2) では、荷重が 95kN に達した辺りから土台集成材にひびが入り始め、めり込み変位が進むに伴い、接着面の浮き上がりが大きくなった。その後、試験機の変位が 30mm に達したため、試験を終了した。

LW (No.3) では、荷重が 140kN に達した辺りから土台集成材にひびが入り始め、めり込み変位が進むに伴い、土台が外面に広がるように割れた。その後、変位計が計測範囲を超えたため、試験を終了した

(2) CLT-N

試験体名 CLT-N の試験により得られた平均値の荷重-変位曲線を図 4-6～図 4-8 に、CLT-N (No.1) の試験風景を写真 4-5 に、破壊性状を写真 4.6～写真 4-8 に示す。

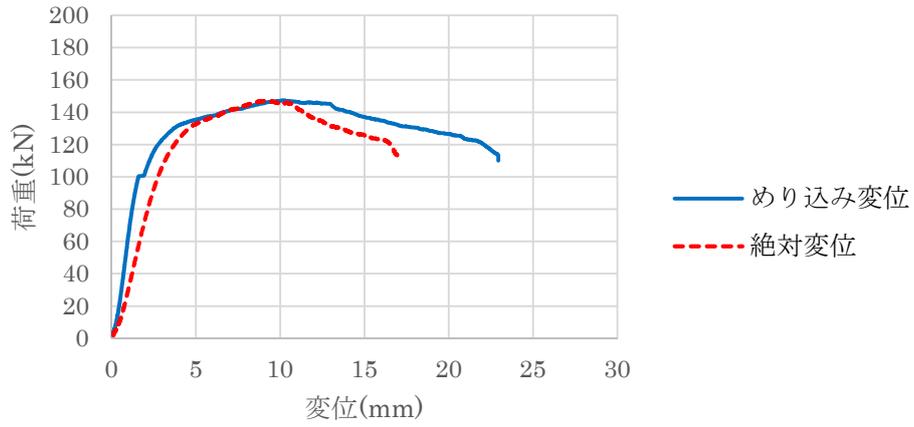


図 4-6 荷重-変位曲線 (No.1)

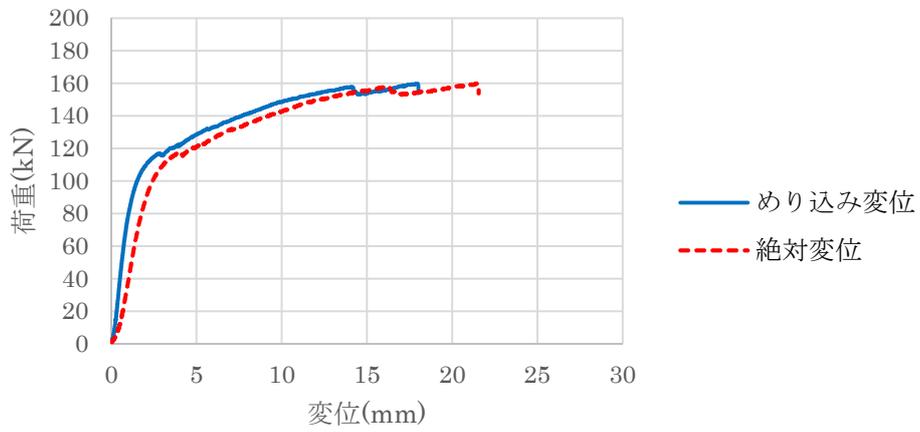


図 4-7 荷重-変位曲線 (No.2)

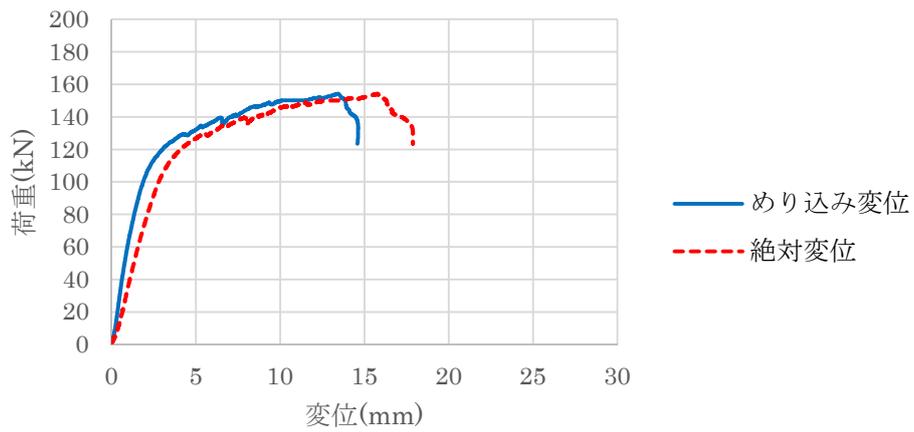


図 4-8 荷重-変位曲線 (No.3)



写真 4-5 試験終了時全景



写真 4-6-1 試験終了時の土台へのめり込み状況

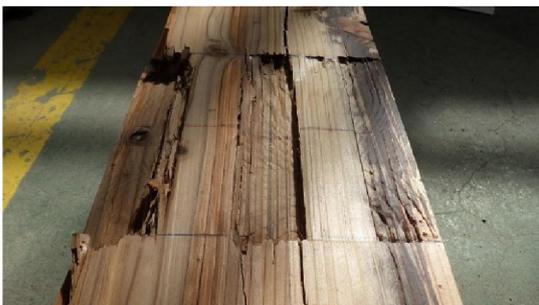


写真 4-6-2 土台のめり込み状況



写真 4-6-3 CLT 下部の破壊状況

写真 4-6 CLT-N (No.1) の終局後の試験体の状況



写真 4-7-1 試験終了時の土台へのめり込み状況



写真 4-7-2 試験終了時の土台の割れ



写真 4-7-3 CLT 下部の破壊状況

写真 4-7 CLT-N (No.2) の終局後の試験体の状況



写真 4-8-1 土台のめり込み状況



写真 4-8-2 土台の割れ



写真 4-8-3 CLT 下部の破壊状況

写真 4-8 CLT-N (No.3) の終局後の試験体の状況

CLT-N (No.1) では、変位が進むにつれ CLT にひびが入り始め、荷重が 140kN に達した辺りから CLT が割れ始めた。その後、最大耐力の 80%まで荷重が低下したため、試験を終了した。

CLT-N (No.2) では、荷重が 120kN に達した辺りから CLT 及び土台集成材ともにひびが入り、CLT は次第に外面に広がるように変位していった。その後、試験機の変位が 30mm に達したため、試験を終了した。

また CLT-N (No.3) では、荷重が 130kN に達した辺りから CLT、土台集成材ともに割れが生じ、150kN に達した辺りから CLT が次第に外面に広がるように変位していった。その後、最大耐力の 80%まで荷重が低下したため、試験を終了した。

(3) CLT-A

試験体名 CLT-A の試験により得られた平均値の荷重-変位曲線を図 4-9～図 4-11 に、CLT-A (No.1) の試験風景を写真 4-9 に、破壊性状を写真 4.10～写真 4-12 に示す。

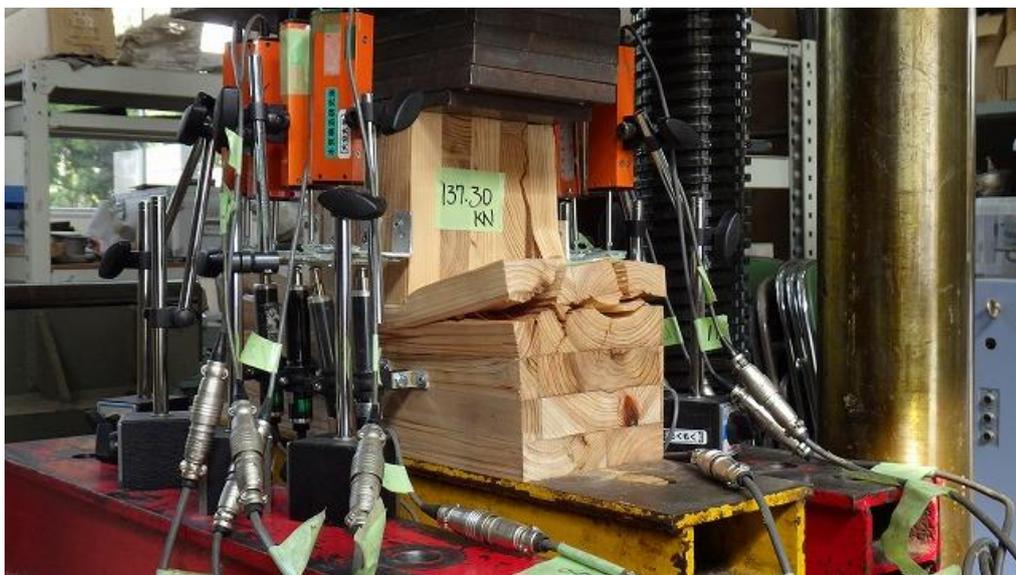


写真 4-9 試験終了時全景

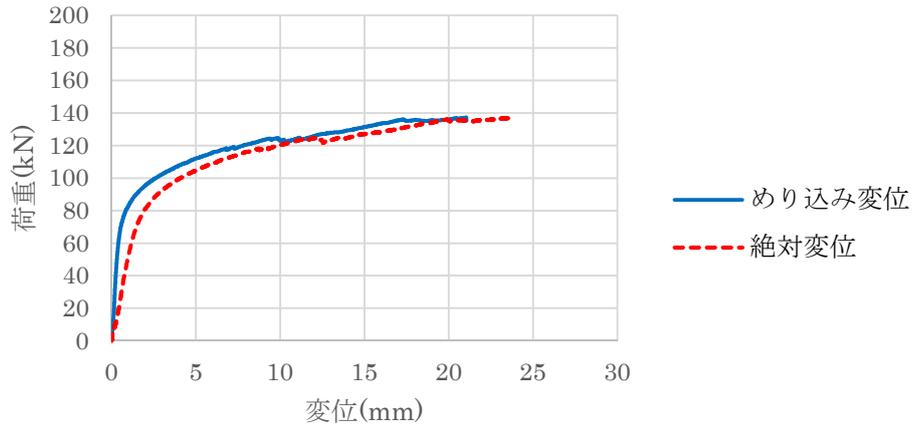


図 4-9 荷重-変位曲線 (No.1)

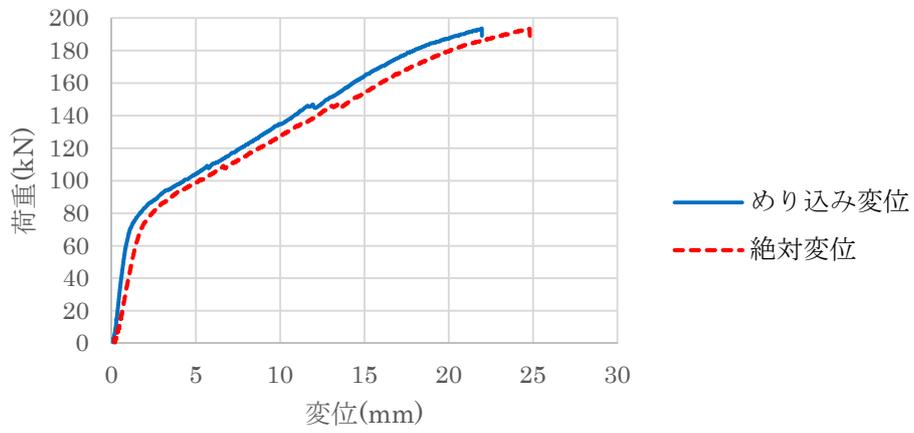


図 4-10 荷重-変位曲線 (No.2)

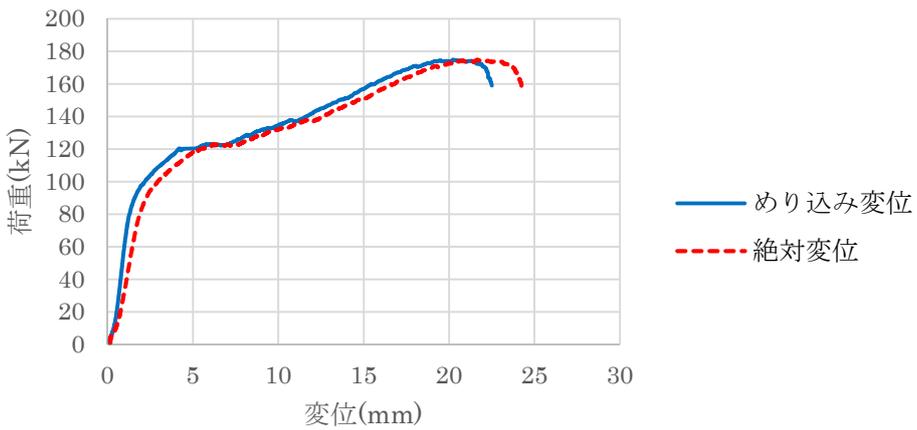


図 4-11 荷重-変位曲線 (No.3)



写真 4-10-1 試験終了時の土台へのめり込み状況



写真 4-10-2 土台のめり込み状況



写真 4-10-3 CLT 下部の破壊状況

写真 4-10 CLT-A (No.1) の終局時の試験体の状況



写真 4-11-1 土台のめり込み状況



写真 4-11-2 土台のめり込み状況



写真 4-11-3 CLT 下部の破壊状況

写真 4-11 CLT-A (No.2) の終局時の試験体の状況



写真 4-12-1 土台のめり込み状況



写真 4-12-2 土台のめり込み状況



写真 4-12-3 CLT 下部の破壊状況

写真 4-12 CLT-A (No.3) の終局時の試験体の状況

CLT-A(No.1)では、荷重が 130kN に達した辺りから CLT に割れが生じ、次第に土台集成材にも割れが生じた。その後、試験機の変位が 30mm 達したため、試験を終了した。CLT-A (No.2) では、荷重が 130kN に達した辺りから土台集成材に割れが生じた。その後、変位計が計測範囲を超えたため、試験を終了した。

また CLT-A (No.3) では、荷重が 120kN に達した辺りから土台集成材に割れが生じ、130kN に達した辺りから CLT に割れが生じた。その後、変位計が計測範囲を超えたため、試験を終了した。

4.3 CLT と集成材の三角形変位めり込み予備試験

4.3.1 試験概要

表 4-2 に試験体リストを、図 4-12 に試験体形状及び寸法を示す。

圧縮材には CLT (5 層 5 プライ Mx60A) を用いた。土台にはスギ集成材 (E75-F240) を用いた。試験体は各 3 体ずつ、計 6 体とした。

表 4-2-1 試験体リスト

試験体名	加力位置	圧縮材	土台	試験体数
DC	0mm	CLT (5 層 5	スギ集成材 (E75-F240)	各3体 (計6体)
	100mm	プライM x60A)		

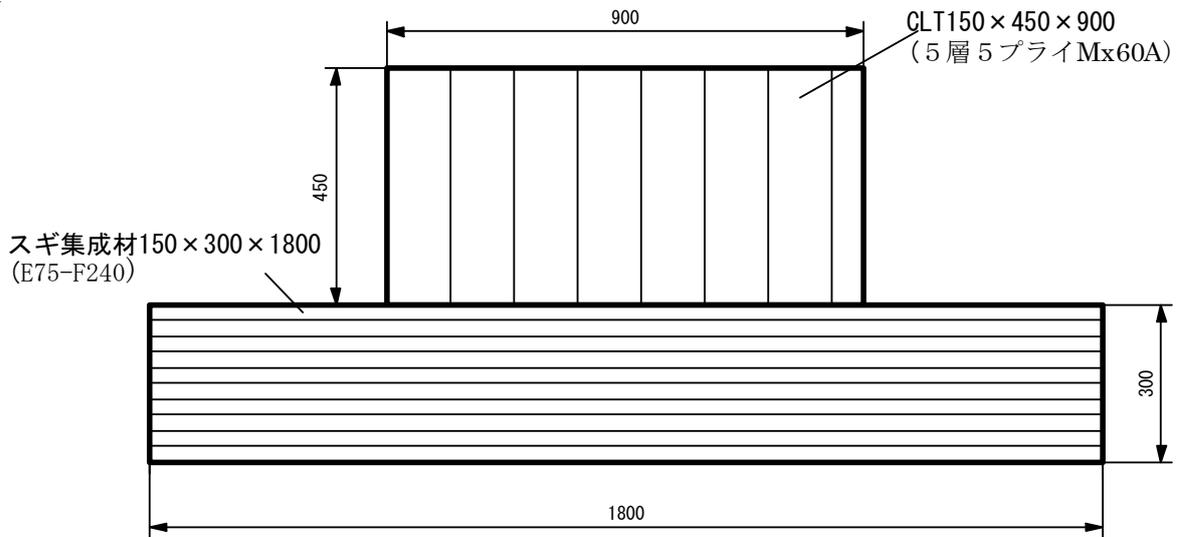


図 4-12 試験体形状及び寸法 (単位 : mm)

4.3.2 試験方法および評価方法

図 4-13 に各変位計及びひずみゲージの取り付け位置を示す。

加力位置は CLT の圧縮縁から 0 mm、100 mm とした。ひずみゲージ(東京測器研究所 : PFL-20-11-3L)は各試験体の No.1 のみ貼り、CLT 及び集成材の縮量、加力に対する反力を測定した。変位の計測は、ストレインゲージ式変位計(東京測器研究所 : CDP-25、SDP-50)を用い、全体の絶対変位と CLT 及び集成材の縮量を測定した。

加力は最大耐力の 80% まで荷重が低下した場合、試験機の変位が 25 mm に達した場合、または変位計の測定範囲を超えた場合に終了した。

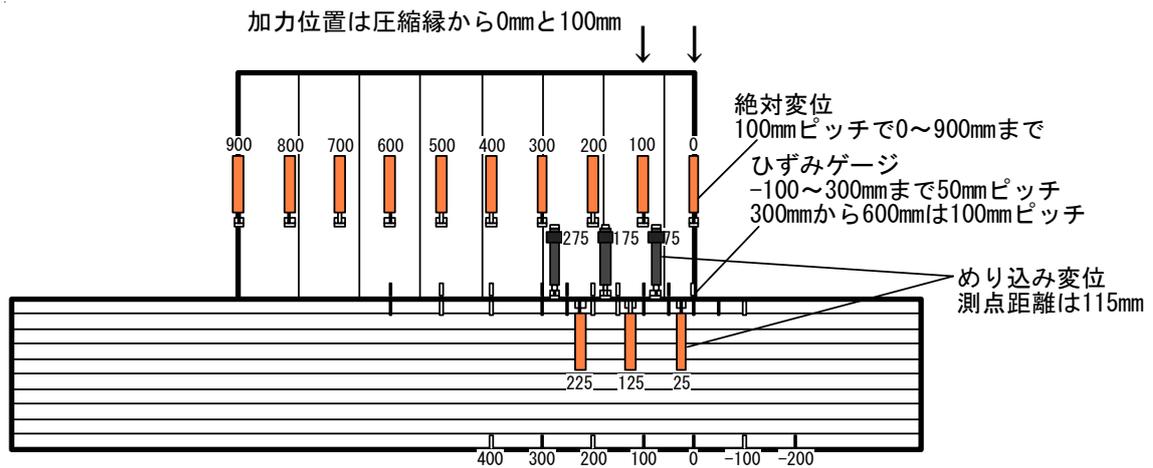


図 4-13 各変位計及びひずみゲージの取り付け位置 (単位 : mm)

4.3.3 試験結果

(1) DC-0

図 4-14～図 4-16 に荷重-変位曲線を、図 4-17～図 4-19 に各荷重での絶対変位、図 4-20～図 4-22 に各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位を示す。また図 4-23 は No.1 の試験における各荷重での反力側のひずみ、図 4-24 は No.1 の試験における各荷重での CLT 及び集成材のひずみを示す。写真 4-13～4-15 に破壊性状を示す。

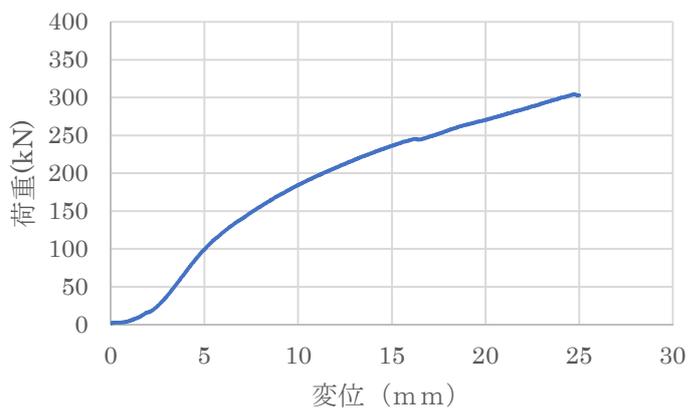


図 4-14 荷重-変位曲線 (No.1)

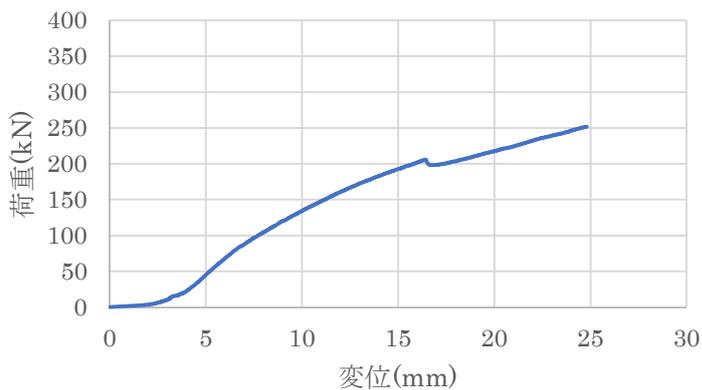


図 4-15 荷重-変位曲線 (No.2)

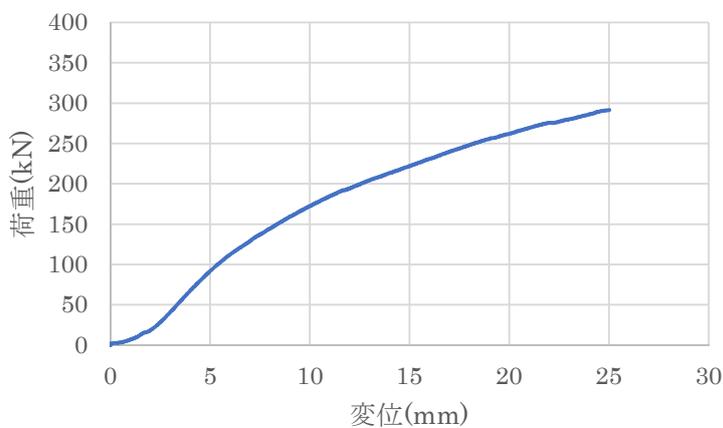


図 4-16 荷重-変位曲線 (No.3)

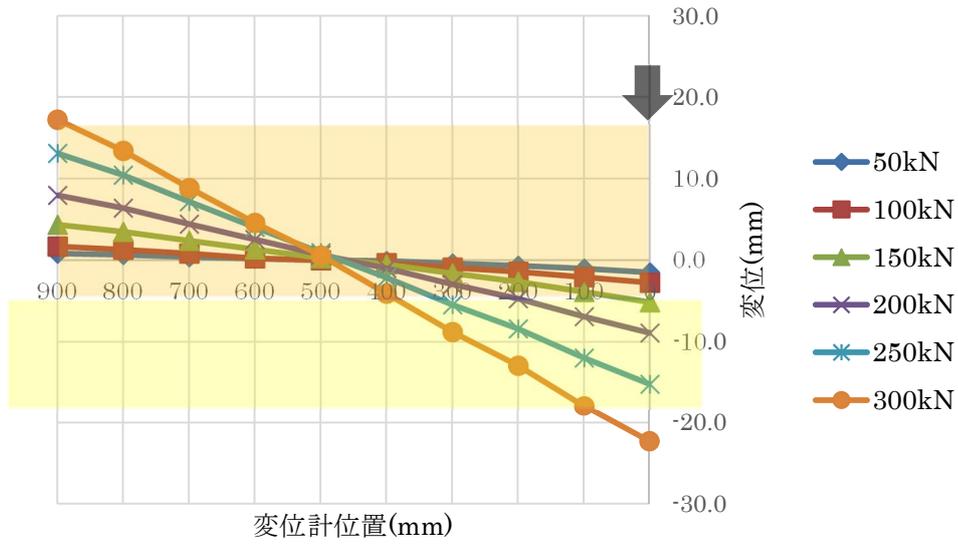


図 4-17 各荷重での絶対変位 (No.1)

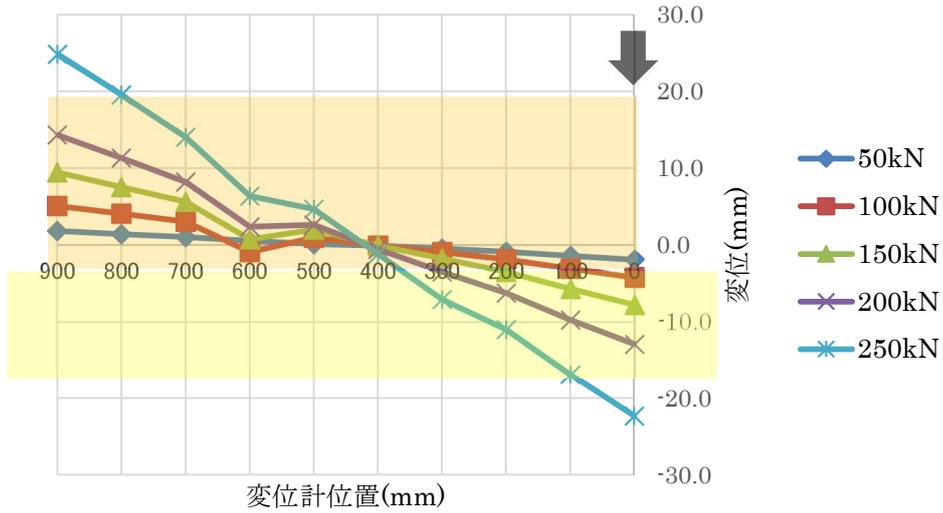


図 4-18 各荷重での変位 (No.2)

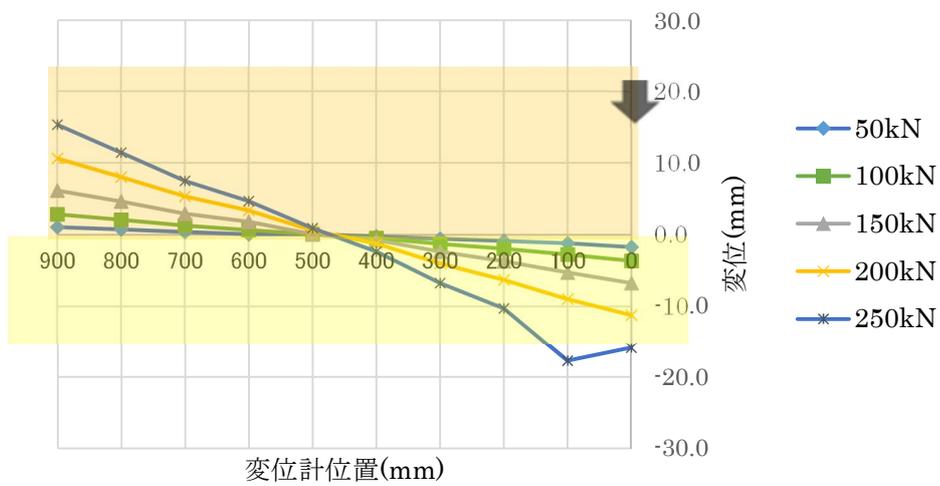


図 4-19 各荷重での変位 (No.3)

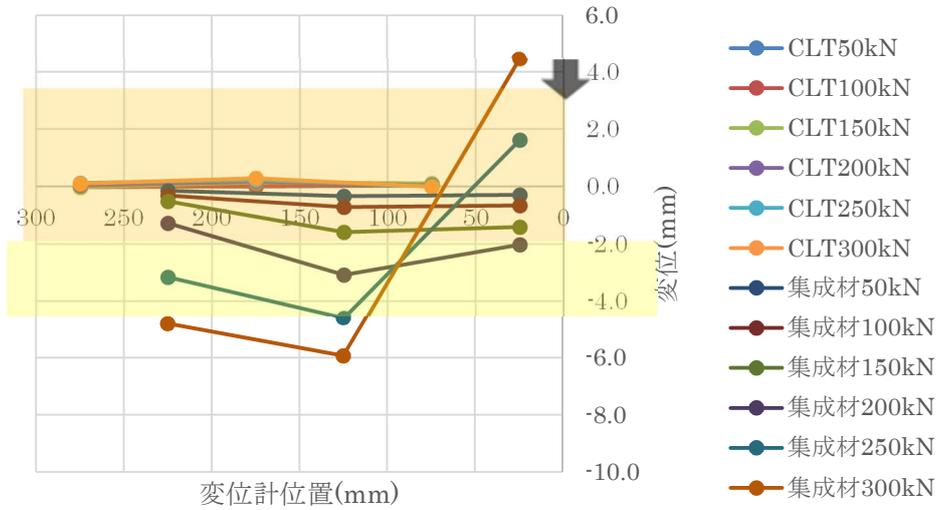


図 4-20 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.1)

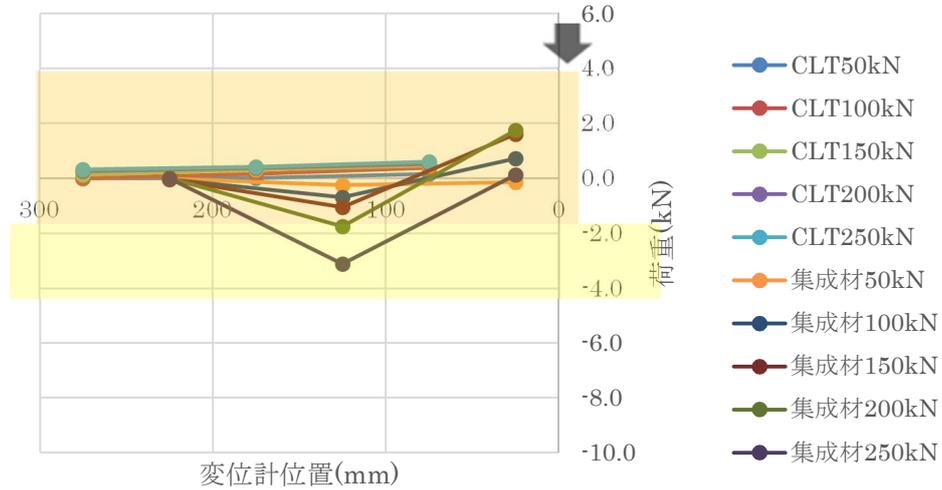


図 4-21 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.2)

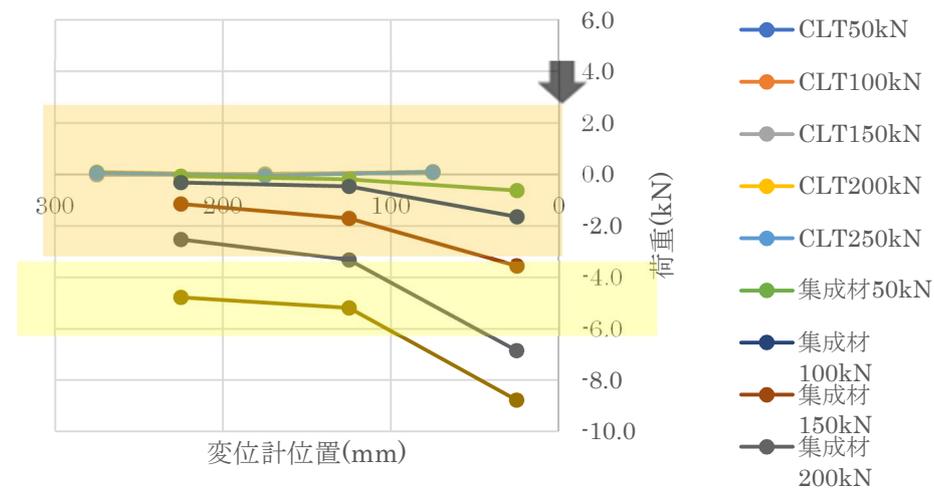


図 4-22 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.3)

*グラフを見やすくするため、CLT の値は実験値にマイナスをかけたもので表記

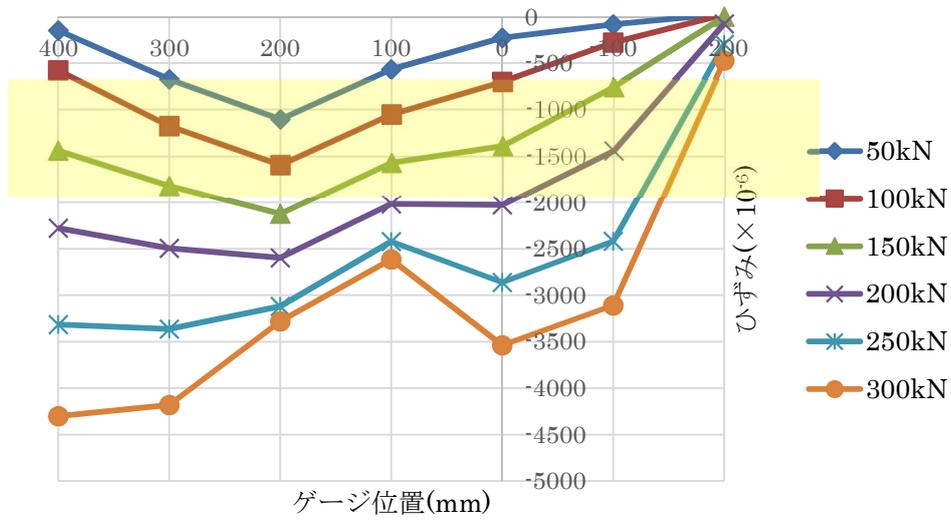


図 4-23 各荷重での反力側のひずみ (No.1)

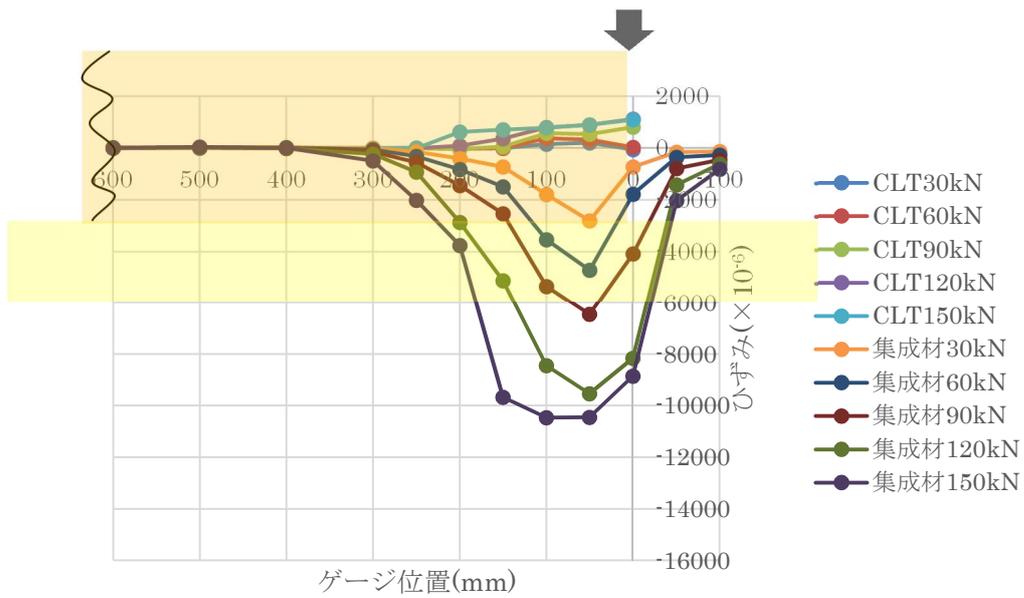


図 4-24 各荷重での CLT 及び集成材のひずみ (No.1)

*グラフを見やすくするため、CLT の値は実験値にマイナスをかけたもので表記



写真 4-13-1 試験終了時の土台へのめり込み



写真 4-13-2 試験終了時の土台の割れ



写真 4-13-3 土台のめり込み状況



写真 4-13-4 CLT の変位状況

写真 4-13 DC (No.1) の終局後の試験体の状況



写真 4-14-1 試験終了時の土台の割れ



写真 4-14-2 試験終了時の土台へのめり込み



写真 4-14-3 土台のめり込み状況



写真 4-14-4 CLT の変位状況

写真 4-14 DC (No.2) の終局後の試験体の状況



写真 4-15-1 試験終了時の土台の割れ



写真 4-15-2 試験終了時の土台へのめり込み



写真 4-15-3 土台のめり込み状況



写真 4-15-4 CLT の変位状況

写真 4-15 DC (No.3) の終局後の試験体の状況

No.1 では、荷重が 86kN に達した辺りから CLT が土台にめり込み始め、137kN に達した辺りから集成材に割れが発生し、変位が進むにつれ割れが次第に広がっていった。その後、試験機の変位が 25mm に達したため、試験を終了した。降伏耐力 P_y は 157.91kN であった。

図 4-17 の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっているが、中立軸の大きな移動は確認できなかった。図 4-23 の各荷重での反力側のひずみでは、加力点の位置である 0mm よりも 150kN までは 200mm の位置の方が大きな値を示し、200kN からは 300mm 以降の位置の方で大きな値を示した。図 4-24 の各荷重での CLT 及び集成材のひずみでは、CLT においては加力位置である 0mm の位置のひずみが最も大きな値を示したが、集成材においては、50mm の位置で最も大きな値を示した。また図 4-20 の各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位では、CLT の変化はほとんどなく、集成材では 150kN あたりから集成材が CLT のめり込みにより外面に変形したため、25mm の位置の変位計でプラス側に値を示している。

No.2 では荷重が 70kN に達した辺りから CLT が土台にめり込み始め、200kN に達した辺りから集成材に割れが発生し、変位が進むにつれ割れが次第に広がっていった。その後、試験機の変位が 25mm に達したため、試験を終了した。降伏耐力 P_y は 145.62kN であった。

図 4-18 の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっているが、中立軸の大きな移動は確認できなかった。図 4-21 の各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位では、CLT の変化はほとんどなく、集成材では 100kN あたりから、集成材が CLT のめり込みにより外面に変形したため、25mm の位置の変位計でプラス側の値を示している。

No.3 では、荷重が 70kN に達した辺りから CLT が土台にめり込み始め、190kN に達した辺りから集成材に割れが発生し、変位が進むにつれ割れが次第に広がっていった。その後、試験機の変位が 25mm に達したため、試験を終了した。降伏耐力 P_y は 149.75kN であった。

図 4-19 の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっているが、中立軸の大きな移動は確認できなかった。図 4-22 の各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位では、CLT の変化はほとんどなく、集成材では荷重が上がるに従い、変位も大きくなっていった。

(2) DC-100

図 4-25～図 4-27 に荷重-変位曲線、図 4-28～図 4-30 に各荷重での絶対変位、図 4-31～図 4-33 に各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位、また図 4-34 に No.1 の各荷重での反力側のひずみ、図 4-35 に各荷重での CLT 及び集成材のひずみを示す。写真 4-16～4-18 に破壊性状を示す。

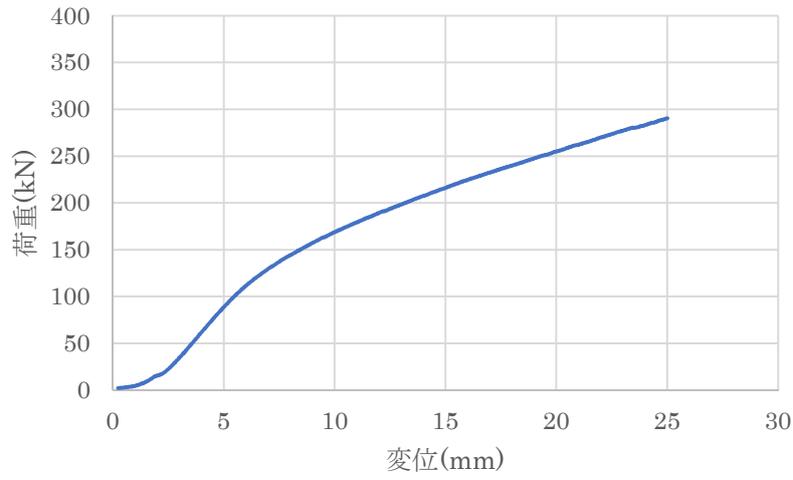


図 4-25 試験機の荷重-変位 (No.1)

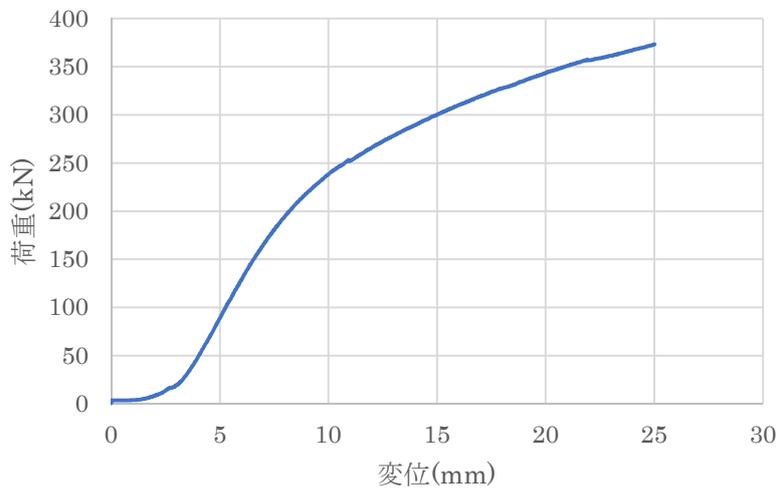


図 4-26 試験機の荷重-変位 (No.2)

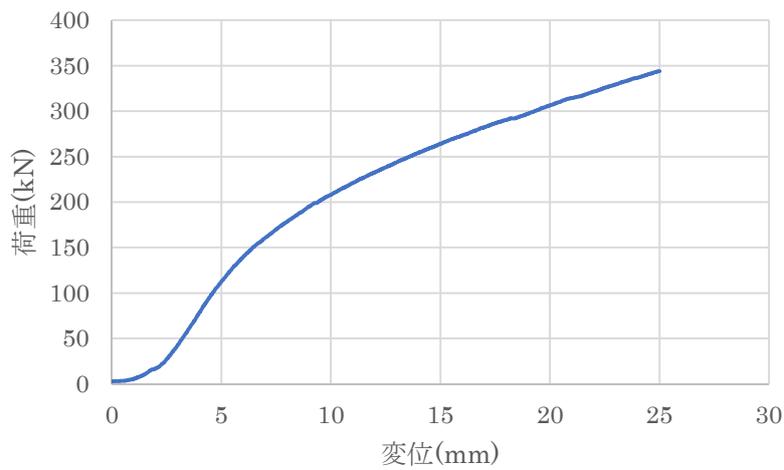


図 4-27 試験機の荷重-変位 (No.3)

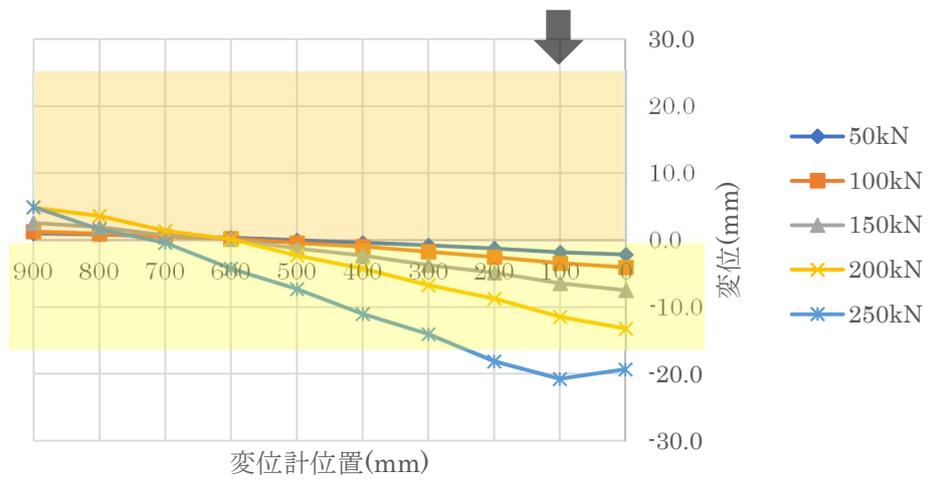


図 4-28 各荷重での絶対変位 (No.1)

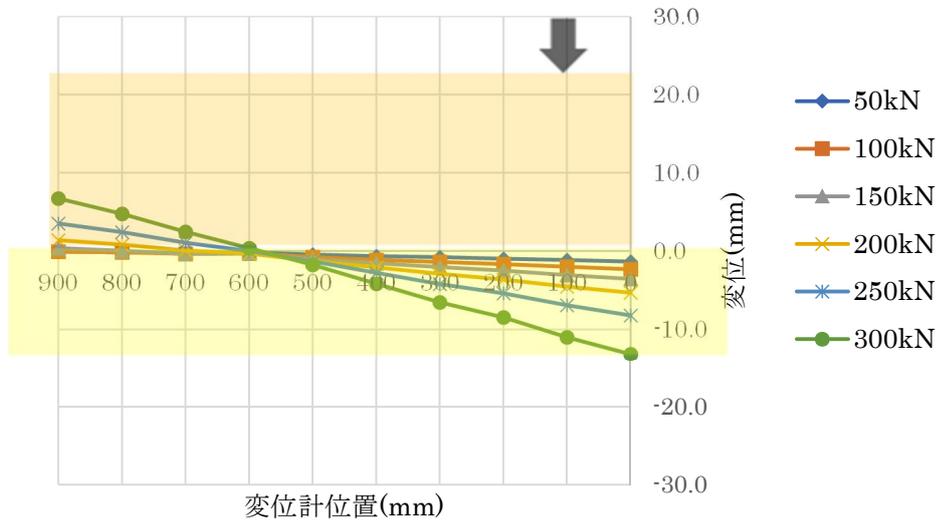


図 4-29 各荷重での絶対変位

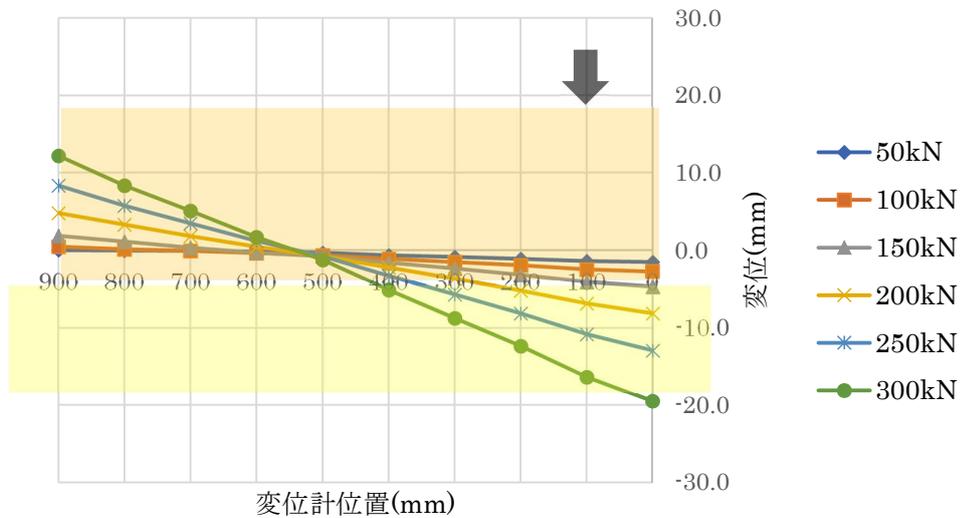


図 4-30 各荷重での絶対変位 (No.3)

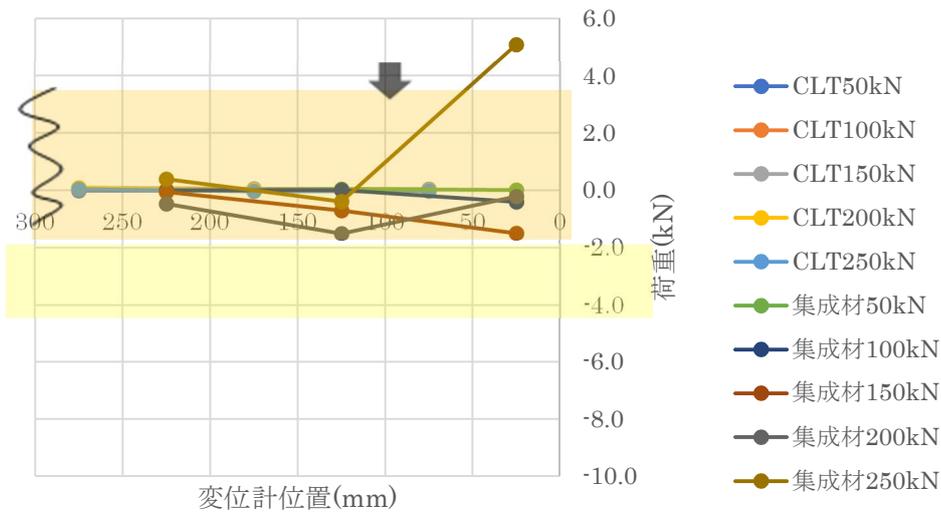


図 4-31 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.1)

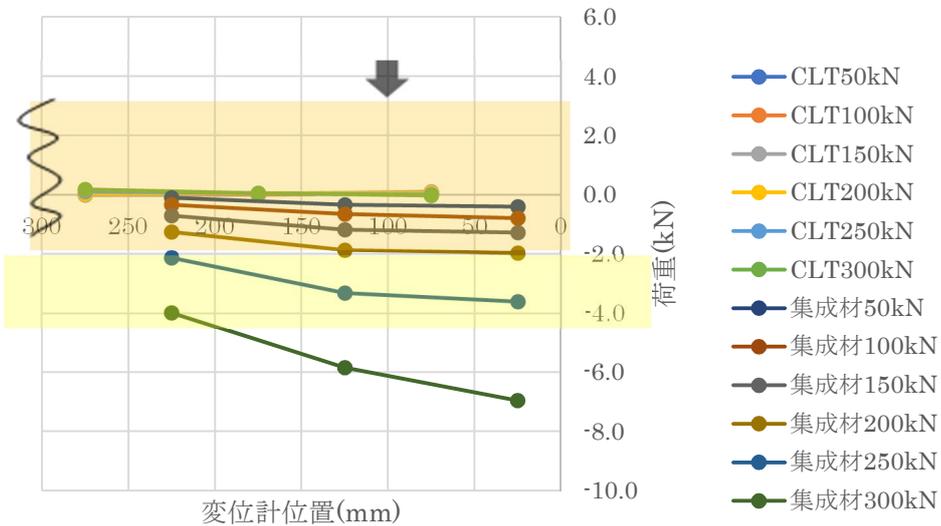


図 4-32 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.2)

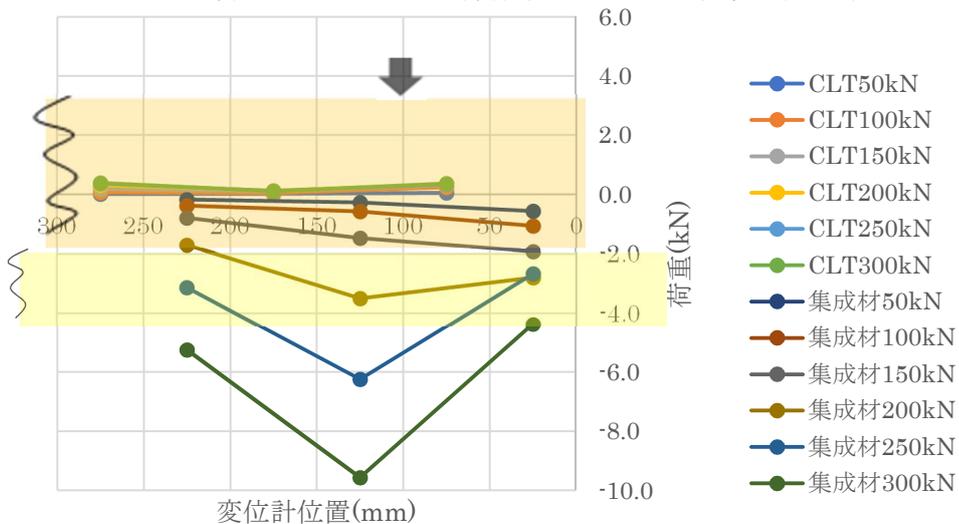


図 4-33 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.3)

*グラフを見やすくするため、CLT の値は実験値にマイナスをかけたもので表記

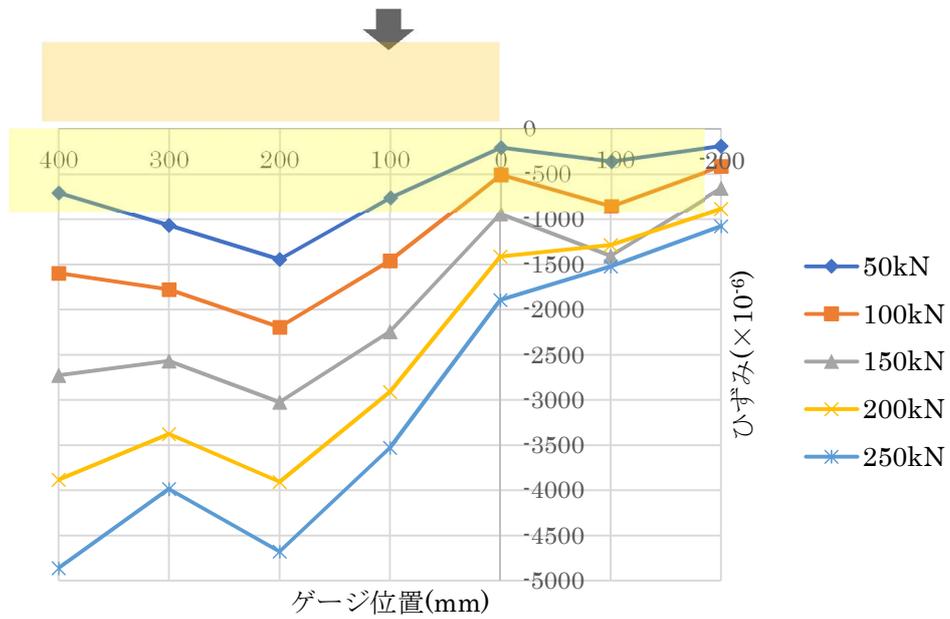


図 4-34 各荷重での反力側のひずみ (No.1)

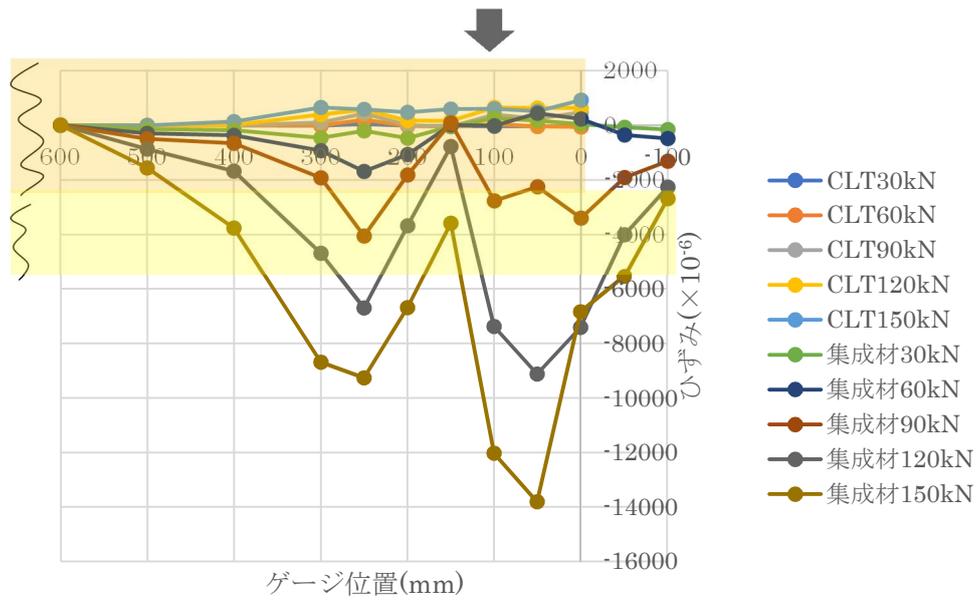


図 4-35 各荷重での CLT 及び集成材のひずみ (No.1)

*グラフを見やすくするため、CLT の値は実験値にマイナスをかけたもので表記



写真 4-16-1 試験終了時の土台の割れ 写真 4-16-2 試験終了時の土台へのめり込み



写真 4-16-3 土台のめり込み状況 写真 4-16-4 CLT の変位状況

写真 4-16 DC-0 (No.1) の終局後の試験体の状況



写真 4-53 試験終了時の土台の割れ 写真 4-54 試験終了時の土台へのめり込み



写真 4-55 CLT の変位状況 写真 4-56 土台のめり込み状況

写真 4-17 DC-0 (No.2) の終局後の試験体の状況



写真 4-18-1 試験終了時の土台の割れ



写真 4-18-2 試験終了時の土台へのめり込み



写真 4-18-3 土台のめり込み状況



写真 4-18-4 CLT の変位状況

写真 4-18 DC-0 (No.3) の終局後の試験体の状況

No.1 では荷重が 86kN に達した辺りから CLT が土台にめり込み始め、137kN に達した辺りから集成材に割れが発生し、変位が進むにつれ割れが次第に広がっていった。その後、試験機の変位が 25mm に達したため、試験を終了した。降伏耐力 P_y は 142.64kN であった。

図 4-28 の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっているが、中立軸の大きな移動は確認できなかった。図 4-34 の各荷重での反力側のひずみでは、加力点の位置である 100mm よりも 200mm の位置の方が大きな値を示した。図 4-35 の各荷重での CLT 及び集成材のひずみでは、CLT において、0mm の位置のひずみが最も大きな値を示したが、集成材においては、50mm の位置で最も大きな値を示した。図 4-31 の各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位では、CLT の変化はほとんどなく、集成材では 200kN あたりから、集成材が CLT のめり込みにより外面に変形したため、25mm の位置の変位計でプラス側の値を示している。

No.2 では、荷重が 90kN に達した辺りから CLT が土台にめり込み始め、130kN に達した辺りから集成材に割れが発生し、変位が進むにつれ割れが次第に広がっていった。その後、試験機の変位が 25mm に達したため、試験を終了した。降伏耐力 P_y は 211.16kN であった。

図 4-29 の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっているが、中立軸の大きな移動は確認できなかった。図 4-32 の各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位では、CLT の変化はほとんどなく、集成材では荷重が大きくなるに従い、変位も大きくなっていった。

No.3では、荷重が90kNに達した辺りからCLTが土台にめり込み始め、154kNに達した辺りから集成材に割れが発生し、変位が進むにつれ割れが次第に広がっていった。その後、試験機の変位が25mmに達したため、試験を終了した。

図4-30の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっているが、中立軸の大きな移動は確認できなかった。図4-33の各荷重でのCLT及び集成材のめり込み変位では、CLTの変化はほとんどなく、集成材では荷重が大きくなるに従い、変位も大きくなっていった。

4.4 CLTと集成材の三角形変位めり込み試験

4.4.1 試験概要

表4-3に試験体リストを、図4-36に試験体形状及び寸法を示す。

圧縮材にはCLT(5層5プライ Mx60A)を用いた。土台にはスギ集成材(E75-F240)を用いた。試験体は各3体ずつ、計6体とした。

表4-3 試験体リスト

試験体名	圧縮材	土台	試験体数
DC'	CLT (5層5プライ M x60A)	スギ集成材 (E75-F240)	計3体

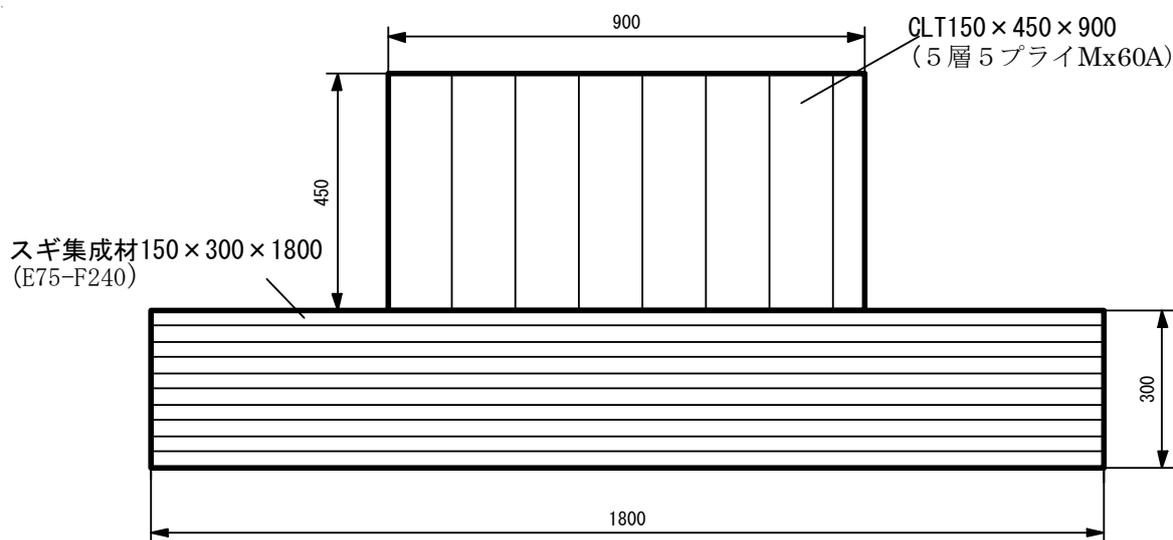


図4-36 試験体形状及び寸法 (単位: mm)

4.4.2 試験方法および評価方法

図4-37に各変位計及びひずみゲージの取り付け位置、図4-38に加力装置を示す。

加力には、300kN複動油圧ジャッキを用い、変位の計測は、ストレインゲージ式変位計(東京測器研究所: CDP-25、SDP-50)を用い、全体の絶対変位とCLT及び集成材の

縮量を測定した。引張力は試験体を H 鋼で挟み、ハイテンションボルトで留めつけることにより再現した。ボルトの位置は CLT の端から 100mm の位置に来るように設置した。

ジャッキの取り付け位置は、第 3 章の試験体の CLT 脚部から加力位置までの距離の 80% の距離を、試験体の中心からジャッキまでの距離とした。

加力はジャッキの変位が 120mm に到達した場合に終了した。

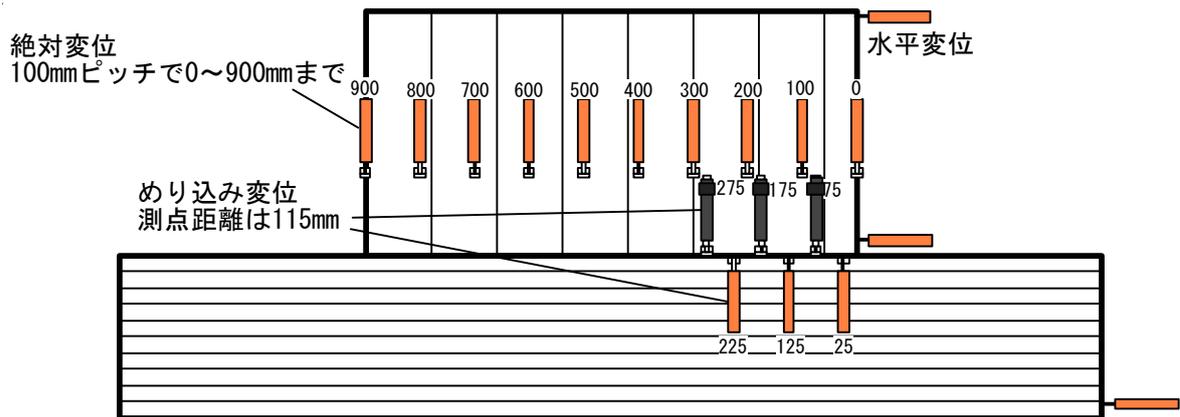


図 4-37 各変位計及びひずみゲージの取り付け位置 (単位 : mm)

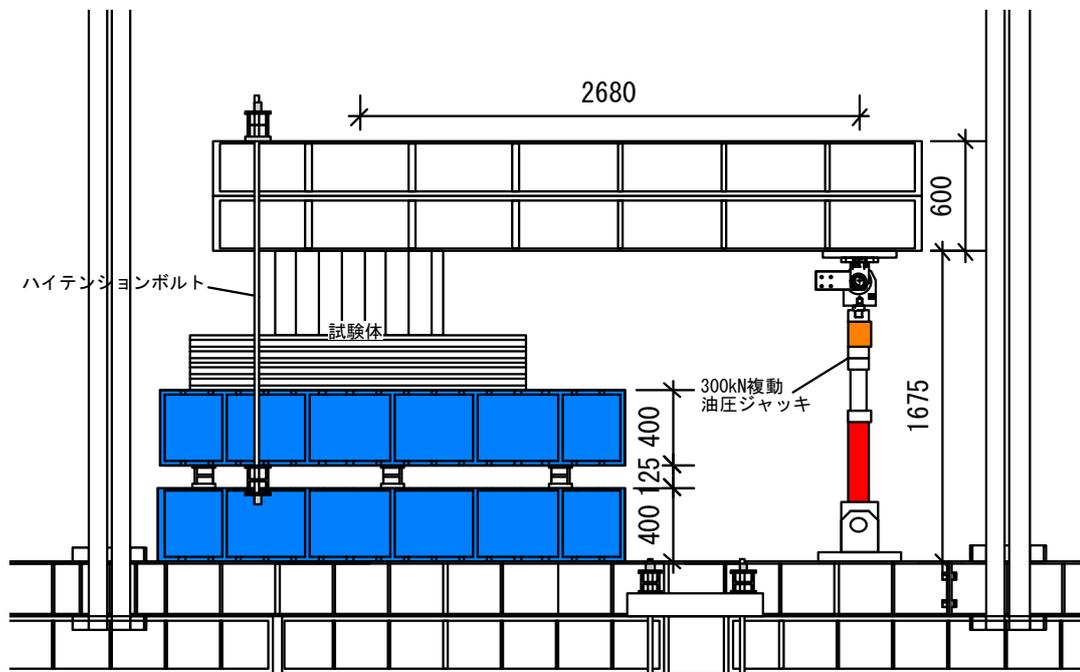


図 4-38 加力装置 (単位 : mm)

4.4.3 試験結果

図 4-39～図 4-41 に荷重-変位曲線、図 4-42～図 4-44 に各荷重での絶対変位、図 4-41 に各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位を示す。また写真 4-19 には試験風景を、写真 4-20～写真 4-22 に破壊性状を示す。

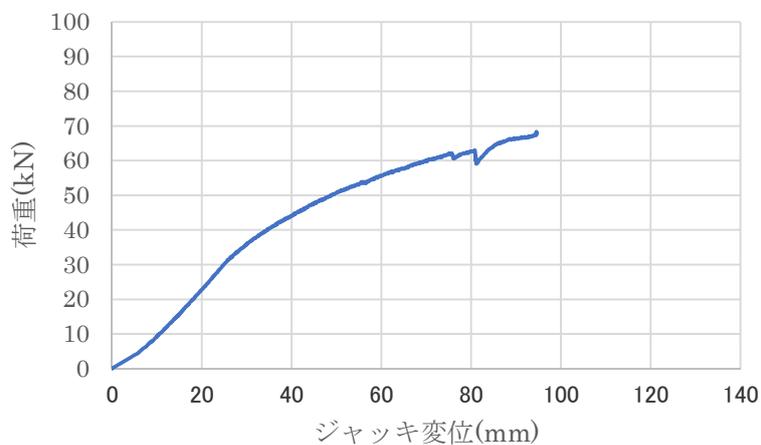


図 4-39 荷重-変位曲線 (No.1)

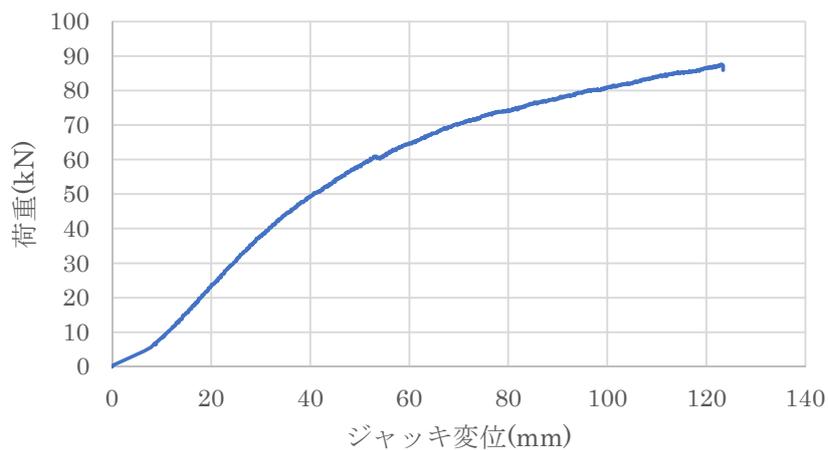


図 4-40 荷重-変位曲線 (No.2)

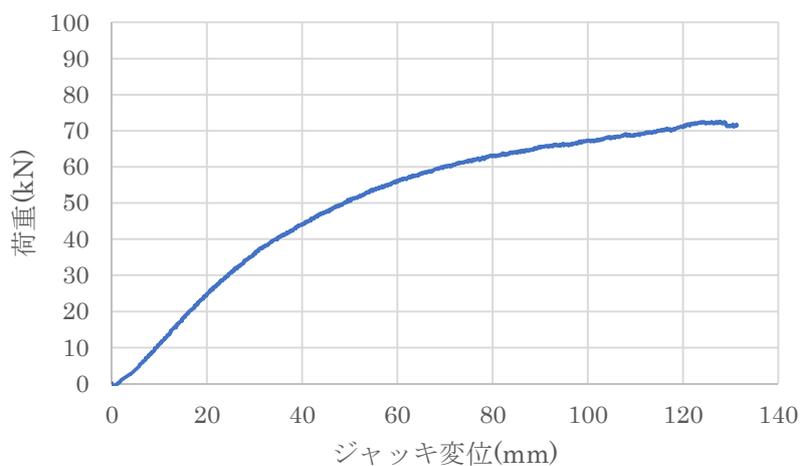


図 4-41 荷重-変位曲線 (No.3)

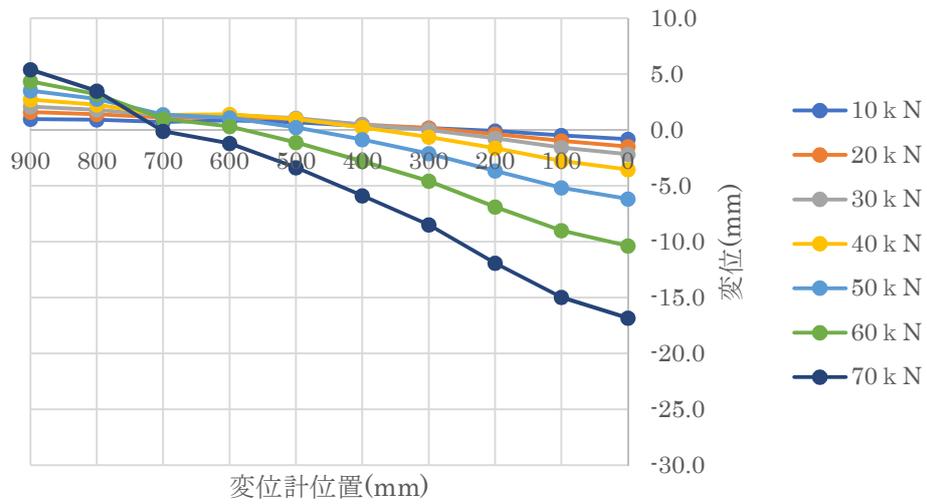


図 4-42 各荷重での絶対変位 (No.1)

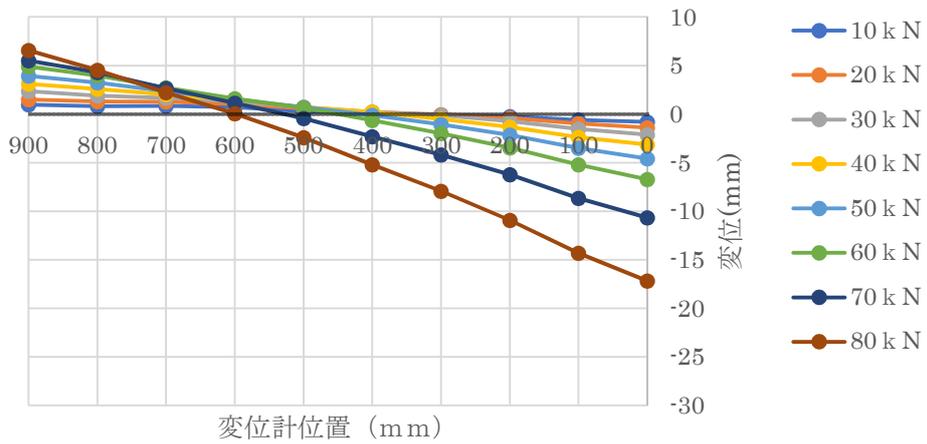


図 4-43 各荷重での絶対変位 (No.2)

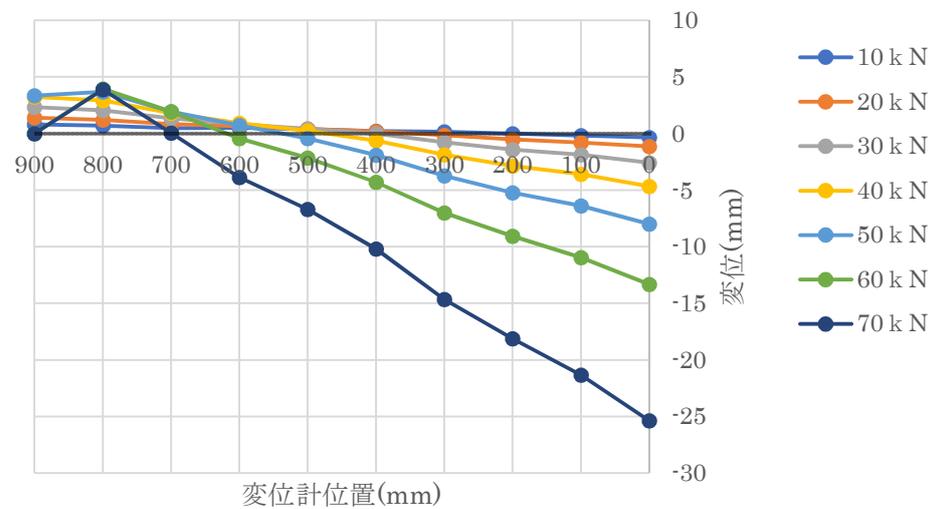


図 4-44 各荷重での変位 (No.3)

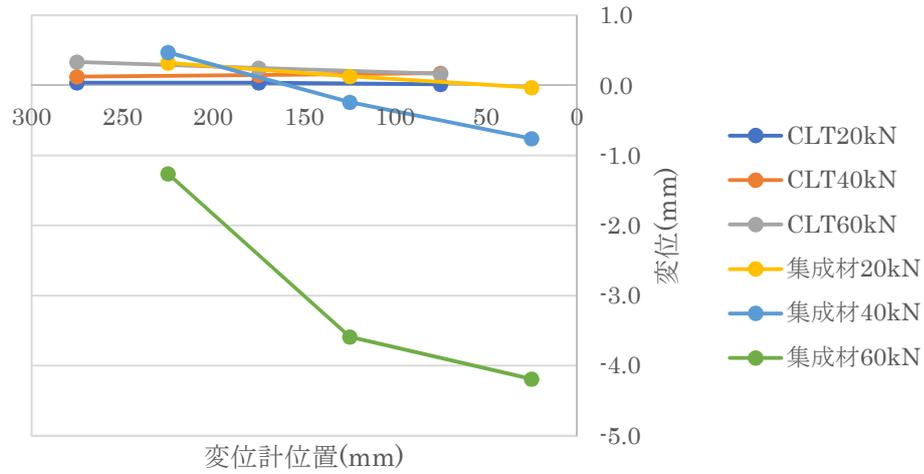


図 4-45 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.1)

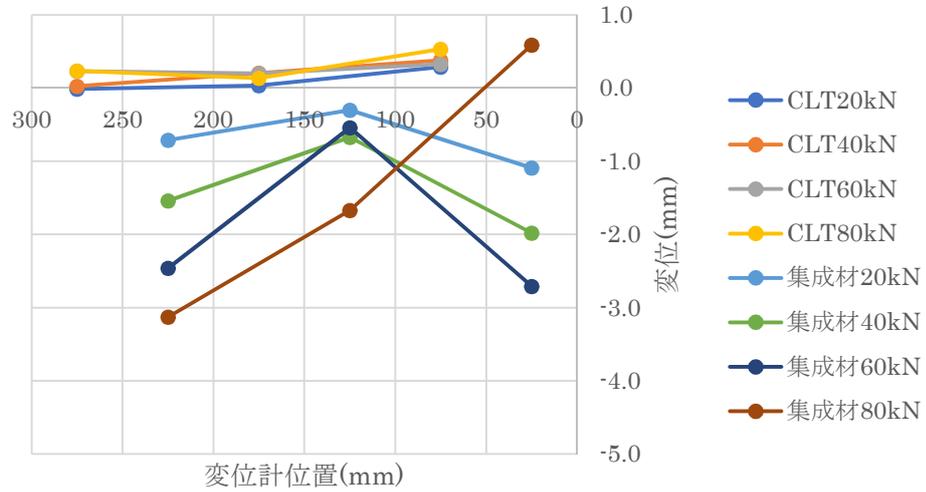


図 4-46 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.2)

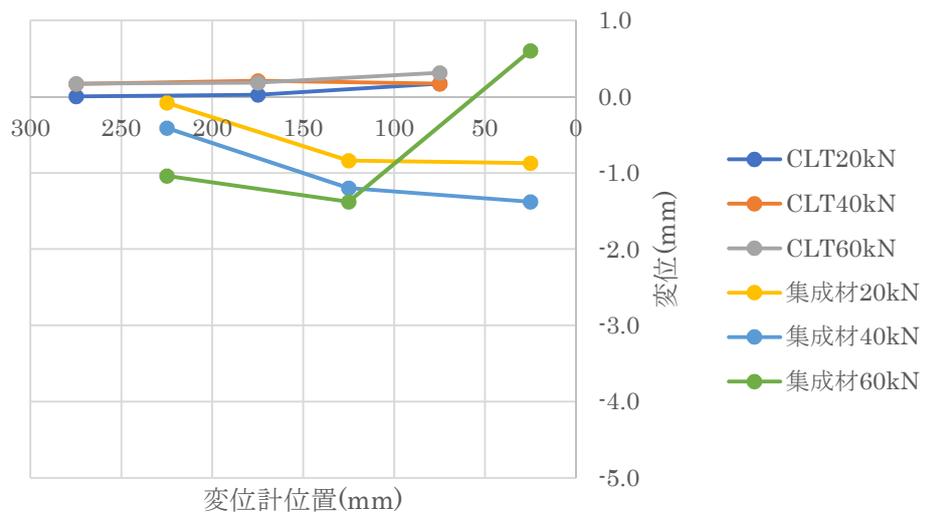


図 4-47 各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位 (No.3)

*グラフを見やすくするため、CLT の値は実験値にマイナスをかけたもので表記

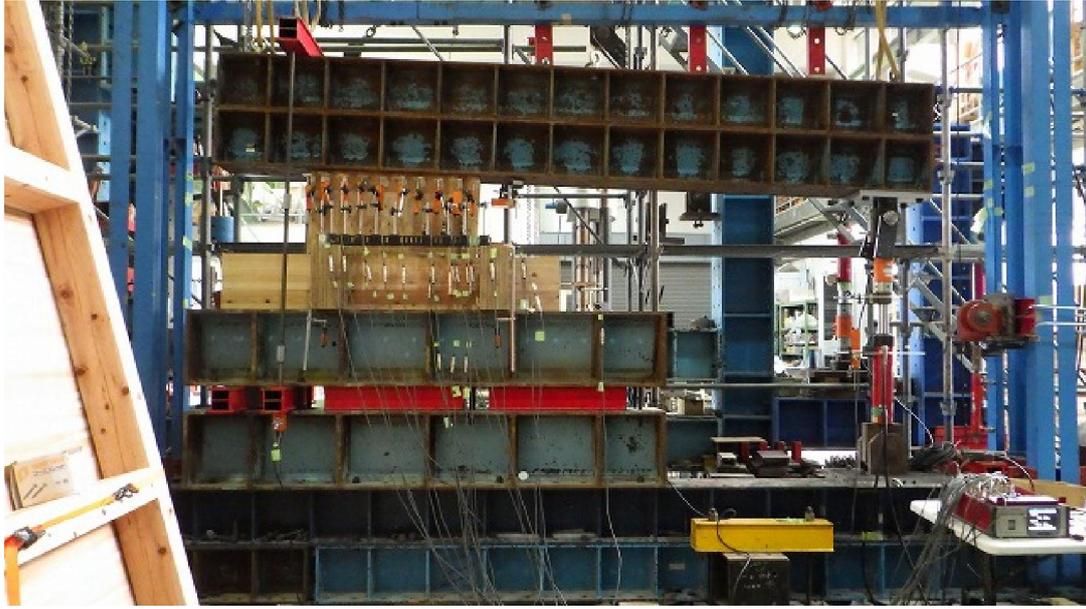


写真 4-19 試験終了時全景 (No.1)



写真 4-20-1 土台へのめり込み



写真 4-20-2 土台のめり込み状況



写真 4-20-3 CLT の変位状況

写真 4-20 DC' (No.1) の終局後の試験体状況



写真 4-21-1 土台へのめり込み

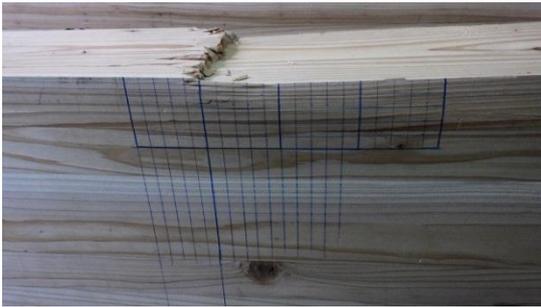


写真 4-21-2 土台のめり込み状況



写真 4-21-3 CLT の変位状況

写真 4-21 DC' (No.2) の終局後の試験体状況



写真 4-3-9 試験終了時全景



写真 4-3-10 土台への割れ



写真 4-3-11 土台のめり込み状況



写真 4-3-12 CLT の変位状況

写真 4-22 DC' (No.3) の終局後の試験体状況

No.1 では、荷重が 30kN に達した辺りから CLT が土台にめり込み始め、50kN に達した辺りから集成材に割れが発生し、変位が進むにつれ、割れが次第に広がっていった。その後、ハイテンションボルトに取り付けた、ロードセルの許容耐力を超えたため、試験を終了した。降伏耐力 P_y は 39.88kN であった。

図 4-42 の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっていき、中立軸の移動も確認できた。図 4-45 の各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位では、CLT の変化はほとんどなく、集成材では荷重が大きくなるにつれ、めり込み変位が大きくなっていった。

No.2 では、No.1 の試験結果を踏まえ DC' (No.2) からは、ロードセルの許容耐力がさらに大きいものに取り換えて試験を行った。荷重が 50kN に達した辺りから CLT が土台にめり込み始め、60kN に達した辺りから集成材に割れが発生し、変位が進むにつれ、割れが次第に広がった。その後、ジャッキの変位が 120mm に到達したため、試験を終了した。降伏耐力 P_y は 51.35kN であった。

図 4-43 の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっていき、中立軸の移動も確認できた。図 4-46 の各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位では、CLT の変化はほとんどなく、集成材では 60kN あたりから集成材が CLT のめり込みにより外面に変形したため、25mm の位置の変位計でプラス側に値を示している。No.3 では、荷重が 40kN に達した辺りから CLT が土台にめり込み始め、60kN に達した辺りから集成材に割れが発生し、70kN に達した辺りから土台集成材の接着層に割れが入り、変位が進むにつれ、割れが次第に広がっていった。その後、ジャッキの変位が 120mm に到達したため、試験を終了した。降伏耐力 P_y は 41.64kN であった。

図 4-44 の各荷重での絶対変位では、荷重が上がるにつれてめり込み変位も大きくなっていき、中立軸の移動も確認できた。図 4-47 の各荷重での CLT 及び集成材のめり込み変位では、CLT の変化はほとんどなく、集成材では 50kN あたりから集成材が CLT のめり込みにより外面に変形したため、25mm の位置の変位計でプラス側に値を示している。

4.5 解析に向けた入力データの整理

本章で取り扱った木材-木材間のめり込み現象は、互いの木材の材料特性、繊維走向、摩擦特性など様々な要因がめり込み変形特性に影響を及ぼす。こうした特性を数値解析により評価することは、木材の材料特性をどのような材料構成則で表現するか、部材間の接触・離間現象をどのように取り扱うかなど、課題が多いのが現状である。一方、本研究で取り扱っているような架構の変形特性を数値解析により評価する際には、例えば CLT-集成材間のめり込み変形特性などを比較的単純なバネにモデル化して骨組解析を行うことが一般的であり、より実際の現象を反映した形での評価を行うためには、バネ特性の設定方法、すなわち、めり込み現象の適切なモデル化が重要となる。

本節では、執筆担当者らがこれまでに取り組んできた木材のめり込み現象の数値解析手法を紹介するとともに、本章で取り扱っためり込み試験体の数値解析を試みた結果について報告する。

① 材料特性の設定方法

木材のような直交異方性材料の弾塑性解析を行うためには、3次元解析では材料定数として少なくとも9つの弾性定数と6つの強度値を知る必要がある。しかしながら、これらすべてを事前に素材試験や規準書等から決定することは、實際上、大変困難である。そこで、執筆者らは規準書等に記載のある材料定数以外の定数については、既往の実験研究により得られている各材料定数間の比率を用いて算定する方法を提案した^{1),2)}。後述する数値解析例においては、規準書等に記載のある材料定数以外は以下の比率を用いて決定した。

$$E_L : E_R : E_T = 23.8 : 1.8 : 1.0, \quad G_{LR} : G_{LT} : G_{RT} = 20.7 : 17.2 : 1.0$$

$$E_L : G_{LR} = 16.7 : 1.0, \quad \nu_{LR} : \nu_{LT} : \nu_{RT} = 0.40 : 0.53 : 0.62$$

$$F_{Lmax} : \sigma_{cp(L)} = 1.5 : 1.0, \quad F_{Lmax} : F_s = 4.2 : 1.0, \quad \sigma_{cp(L)} : \sigma_{cp(R)} : \sigma_{cp(T)} = 21.9 : 1.4 : 1.0$$

$$F_{Lmax} : F_L = 1.0 : 0.9, \quad F_L : F_{LR} : F_{LT} = 3.8 : 1.0 : 1.0$$

$$F_L : F_R : F_T = 14.8 : 1.3 : 1.0$$

ここに、 E はヤング係数、 G はせん断弾性係数、 ν はポアソン比、 F_{Lmax} はL方向圧縮強度、 F_s はLR面及びLT面のせん断強度、 σ_{cp} は圧縮比例限度応力を、また、右下添字のL, R, Tは、それぞれ、繊維方向、半径方向、接線方向の値であることを表す。

② 部材間の接触・離間の状態変化の評価

木質構造の接合部では、载荷に伴って部材間の接触、分離が複雑に生じることが多い。ここでは、文献³⁾等で報告している部材間の接触、分離現象を考慮した詳細な解析手法について紹介する。以下では、図4-48に示すような隣接する2つの領域(a)と(b)を考え、接触問題の定式化について示す図中、破線が接触⇔分離の状態変化の生じる部材あるいは要素境界であり、(n,s)は、領域(a)及び(b)について共通に定義した局所座標系である。

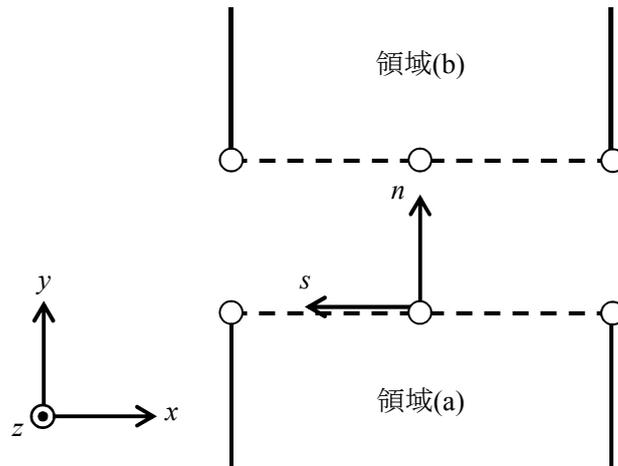


図 4-48 状態変化の生じる境界面を有する隣接する2つの領域

状態判定と解析条件の設定

○ 接触状態

次式が満足されるとき、領域(a)と領域(b)は接触状態にあるものとする。

$$t_n^{(a)} = -t_n^{(b)} \equiv t_n < 0 \quad (4-1)$$

ここに、 t_n は、単位面積当たりの法線(n)方向内力であり、右上添字(a)及び(b)は、それぞれ、領域(a)及び(b)に関する値であることを表わす。領域(a)と領域(b)が接触状態にあるとき、法線方向成分については次式の条件が成立する。

$$\Delta_n^{(b)} - \Delta_n^{(a)} \equiv \delta_n = 0 \quad (4-2)$$

一方、接線(s)方向成分については、以下に示す2つの場合を想定する。

$$\begin{aligned} t_s^{(a)} = -t_s^{(b)} \equiv t_s = 0 & \text{ (摩擦なし)} \\ \Delta_s^{(b)} - \Delta_s^{(a)} \equiv \delta_s = 0 & \text{ (完全付着状態)} \end{aligned} \quad (4-3)$$

ここに、

t_s : 単位面積当たりの接線(s)方向内力
 Δ_n, Δ_s : n 及び s 方向変位

○ 分離状態

次式が満足されるとき、領域(a)と領域(b)は分離状態にあるものとする。

$$\delta_n > 0 \quad (4-4)$$

分離状態における境界面の法線及び接線方向の条件式は、それぞれ、次式となる。

$$t_n = 0, \quad t_s = 0 \quad (4-5)$$

状態変化

(4-1)式あるいは(4-4)式の条件が破られたとき、状態変化が生じるものとする。従って、状態変化の生じる条件は、以下ようになる。

- ・ 接触状態 → 分離状態への状態変化

$$t_n \geq 0 \quad (4-6)$$

- ・ 分離状態 → 接触状態への状態変化

$$\delta_n \leq 0 \quad (4-7)$$

なお、後述する数値解析では、あらかじめ境界面の状態を設定し、設定した状態と得られた結果とが整合しない場合には、該当の領域について状態設定の変更を行い、整合状態に達するまで収れん計算を繰り返すという手法を適用している。また、計算の簡略化を図るため、内力に関する条件は、離散化に伴う誤差は生じないものとして等価節点力で、一方、変位に関する条件は節点変位で、それぞれ、評価している。

③ 木材の材料構成則

木材は、巨視的には、繊維方向、半径及び接線方向の3方向を主軸とする直交異方性材料に理想化される。直交異方性材料に対する降伏条件としては、Hillの条件が最もよく知られているが、この条件を木材のように異方性の度合いが非常に強い材料に適用すると、降伏曲面が外向きに凸とならない場合が生じる。この他にも種々の条件が提案されているが、木材に最適な条件は未だ確定していないのが現状である。また、ひずみ硬化則に関しても、どのような関係を用いるべきか不明な点が数多い。文献4)では、木材のような異方性の非常に強い材料にも適用可能な新たな直交異方性降伏条件と、同じく異方性を考慮したひずみ硬化則を提示している。今、等方性材料の降伏条件として知られるHenky-Huber-von Misesの条件を単軸降伏応力 σ_Y で無次元化すると、次式となる。

$$\frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_z}{\sigma_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_z}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_x}{\sigma_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_y}{\sigma_Y} \right)^2 \right\} + \left(\frac{\tau_{yz}}{\tau_Y} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{zx}}{\tau_Y} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_Y} \right)^2 = 1 \quad (4-8)$$

ここに、 $\tau_Y (= \sigma_Y / \sqrt{3})$ はせん断降伏応力である。

直交異方性材料の降伏条件として、(4-8)式のHenky-Huber-von Mises型の降伏条件を拡張、一般化し、各応力成分ごとに対応する降伏応力で無次元化した、次式のような条件を考える。

$$\frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\sigma_y}{F_y} - \frac{\sigma_z}{F_z} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_z}{F_z} - \frac{\sigma_x}{F_x} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_x}{F_x} - \frac{\sigma_y}{F_y} \right)^2 \right\} + \left(\frac{\tau_{yz}}{F_{yz}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{zx}}{F_{zx}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{F_{xy}} \right)^2 = 1 \quad (4-9)$$

Hillの降伏条件は、前述のように、各応力成分の降伏応力の比によっては、降伏曲面が楕円筒形とはならず、静水圧軸を軸とする双曲面となる。一方、(4-9)式の降伏条件では、降伏応力の比の如何に関わらず、つねに楕円筒形となり、降伏局面の凸性が満足される。異方性を考慮したひずみ硬化則など、提示している材料構成則の詳細については文献4)を参照されたい。

④ 数値解析例 1 : 等変位めり込み試験体

4.2 節に示した等変位めり込み試験体の数値解析を行った結果について示す。採用した材料定数を表 4-4 に示す。解析は、圧縮材の材料特性としてスギ集成材, CLT, 鋼材の値を入力した 3 ケースについて実施したが、いずれの結果もほぼ等しくなったことから、以降では代表例として圧縮材に CLT を用いた場合の結果を示す。規準書等に記載されている材料定数についてはその値を採用し、その他の定数については前述の比率を用いて決定した。

【圧縮材】スギ CLT : Mx60A-5-5	
外層用ラミナ : $E_b = 6000(\text{N/mm}^2)$, $F_b = 27.0(\text{N/mm}^2)$	
内層用ラミナ : $E_b = 3000(\text{N/mm}^2)$, $F_b = 19.5(\text{N/mm}^2)$	
弾性係数	強度値
$E_x = 1376.6(\text{N/mm}^2)$	$F_x = 19.5(\text{N/mm}^2)$
$E_y = 3070.8(\text{N/mm}^2)$	$F_y = 19.5(\text{N/mm}^2)$
$\nu_{xy} = 0.40$	$F_{xy} = 5.1(\text{N/mm}^2)$
$G_{xy} = 183.9(\text{N/mm}^2)$	$E_t = E/50(\text{N/mm}^2)$
【土台】スギ集成材 : E65-F225	
弾性係数	強度値
$E_x = 6500(\text{N/mm}^2)$	$F_x = 22.5(\text{N/mm}^2)$
$G_{xy} = 433.3(\text{N/mm}^2)$	$F_y = 2.1(\text{N/mm}^2)$
$\nu_{xy} = 0.40$	$F_{xy} = 2.7(\text{N/mm}^2)$

表 4-4 採用した材料定数 (等変位めり込み試験)

図 4-1 の試験体を下図のようにモデル化し解析を行った。解析は、対称性を利用して試験体の 1/2 について行い、図中の矢印の位置に強制変位を与えた。また、図中の赤線部では前述の接触・離間の状態変化を考慮している。なお、図中の支点や強制変位点の表記は簡略化のため一部の節点で省略している。要素形は 9 節点四角形要素を適用している。また、エネルギー積分には、 (3×3) の積分点を有する Gauss-Legendre の求積法を用いている。用いた要素数は 170, 全自由度数は 1423 である。

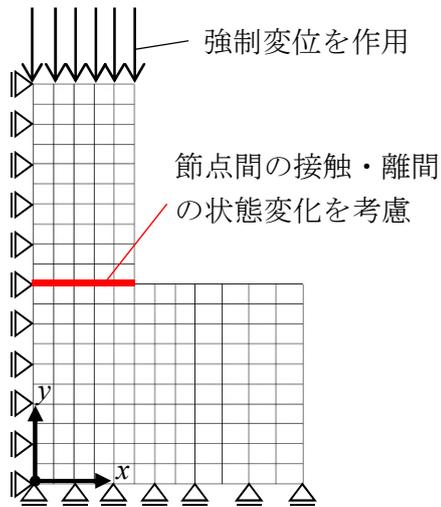


図 4-49 解析モデル

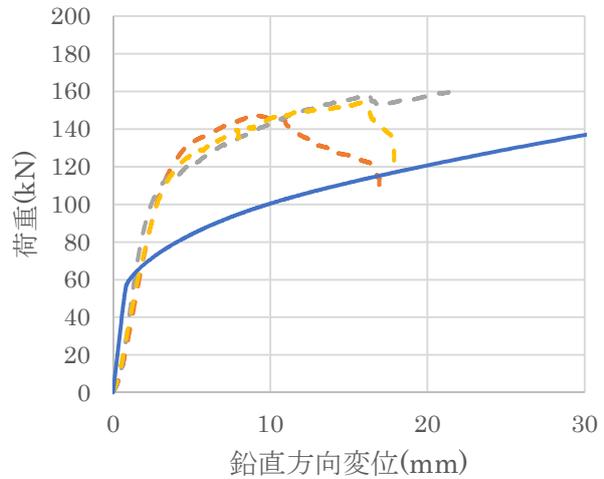


図 4-50 荷重－絶対変位関係 (CLT-N)

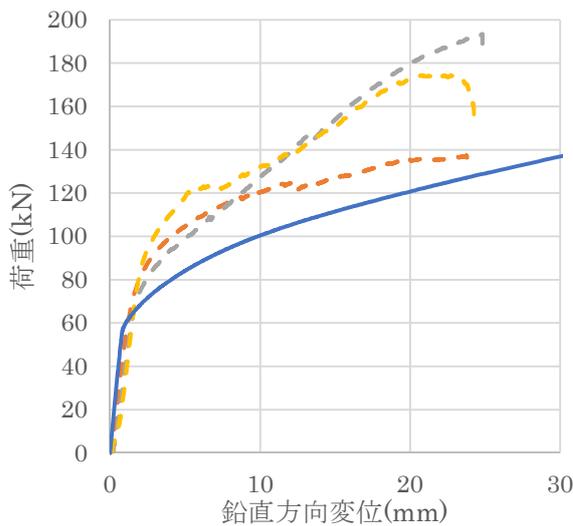


図 4-51 荷重－絶対変位関係 (CLT-A)

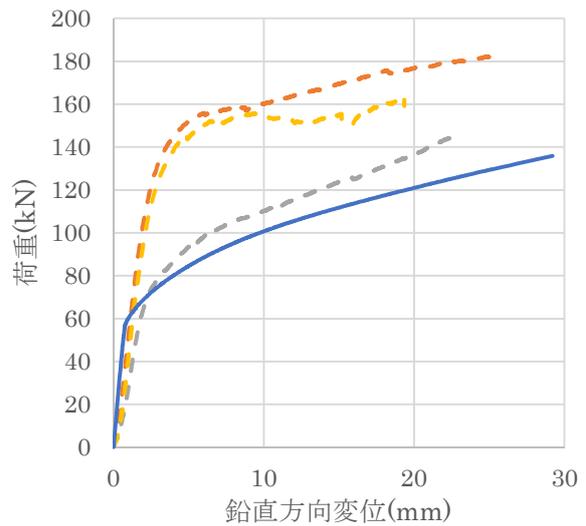


図 4-52 荷重－絶対変位関係 (LW)

図 4-50 から図 4-52 に荷重－絶対変位関係を示す。図 4-50 は圧縮材として幅はぎ接着のない CLT を、図 4-51 は圧縮材として幅はぎ接着をしない CLT を用いた場合の実験結果と比較している。また、図 4-52 は圧縮材として集成材を用いた場合の結果である。図中、破線が実験値、実線が解析値を示している。実験結果と比較すると、曲線の折れ曲がり時の荷重が低い傾向にあるものの、剛性および降伏後の剛性については概ね一致していると言える。

絶対変位 15mm のときの変形図を図 4-53 に、絶対変位が約 6.5mm のときの塑性域の進展状況を図 4-54 に、それぞれ示す。変形の様子は実験結果とよく一致しており、定性的には実現象を表現できていると言える。また、塑性域の進展図からは圧縮材の下部で塑性域が広がる様子が分かる。今後、数値解析によって試験体内部の応力状態等が詳細に明らかにできれば、めり込み現象のモデル化に大いに役立つものと思われる。

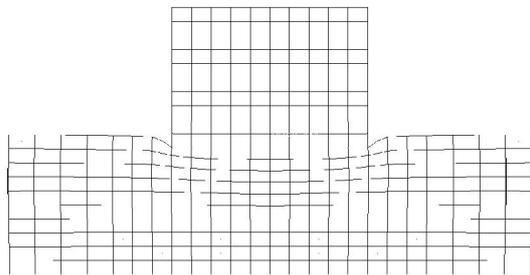


図 4-53 変形図 (絶対変位 15mm)

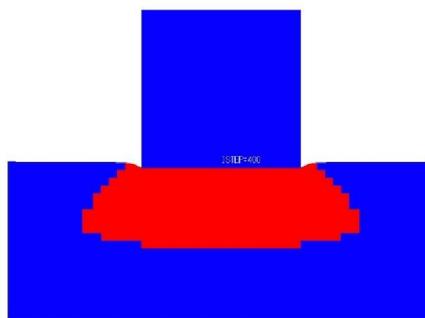


図 4-54 塑性域の進展 (絶対変位 6.5mm)

⑤ 数値解析例 2 : 三角形変位めり込み試験体

4.4 節に示した三角形変位めり込み試験体の数値解析を行った結果について示す。採用した材料定数は表 4-4 と同様である。解析は、圧縮材の材料特性としてスギ集成材および CLT の値を入力した 2 ケースについて実施したが、いずれの結果もほぼ等しくなったことから、以降では代表例として圧縮材に CLT を用いた場合の結果を示す。

図 4-36 の試験体を下図のようにモデル化し解析を行った。解析は、図中の矢印の位置に図 4-38 の加力装置によって圧縮材上面に与えられる変位量を強制変位として与えた。また、図中の赤線部では前述の接触・離間の状態変化を考慮している。なお、図中の支点や強制変位点の表記は簡略化のため一部の節点で省略している。試験体は载荷に伴って水平方向の力を受けるため、図中左下の節点については水平方向の移動を拘束している。また、接触・離間の状態変化を考慮するラインの右端の点については水平方向の条件を完全付着とした。要素形およびエネルギー積分は等変位めり込み試験体の際と同様である。用いた要素数は 770、全自由度数は 6335 である。

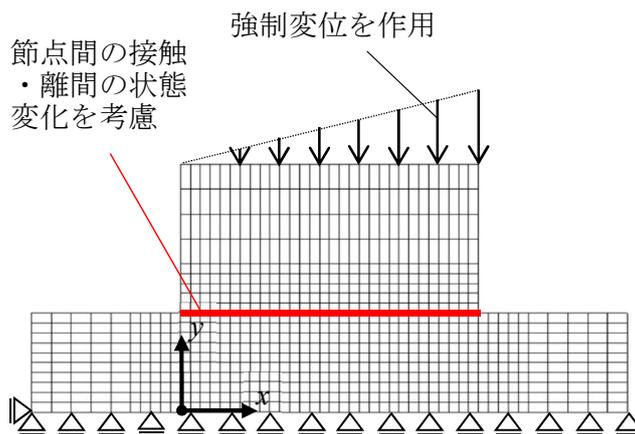


図 4-53 解析モデル

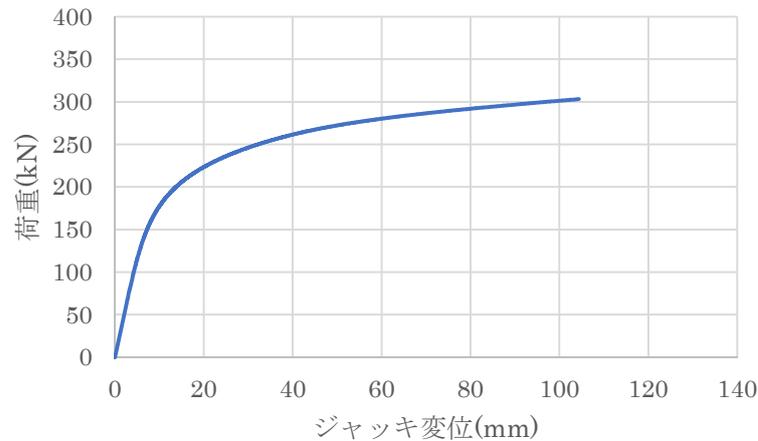


図 4-54 荷重—ジャッキ変位関係

図 4-54 に荷重—ジャッキ変位関係を示す。前節までのグラフと対応させるため、解析によって得られた圧縮材上面の鉛直方向を換算してジャッキ変位を算出している。大幅に高めの値に見えるが、4.3 節のグラフとは同程度の荷重値となっている。4.4 節の載荷方法では、ハイテンションボルトに大きな軸力が生じてしまうため、油圧ジャッキに取り付けたロードセルで計測される荷重値が低くなっている可能性が示唆される。なお、4.3 節の実験結果と比較すると、解析では初期剛性が高めになっている。圧縮材と土台との境界面に働く摩擦力を正當に評価することによってより実験結果に近い解析値を得ることができるのではないかと考える。

圧縮材上面の絶対変位が最大となる点の変位が 20mm のときの変形図を図 4-55 に、絶対変位が 5mm のときの塑性域の進展状況を図 4-56 に、それぞれ示す。変形が大きくなると圧縮材—土台間の一部の節点では節点の離間が生じていた。また、塑性域の進展図からは圧縮材の下部の一端から徐々に塑性域が広がる様子が分かる。

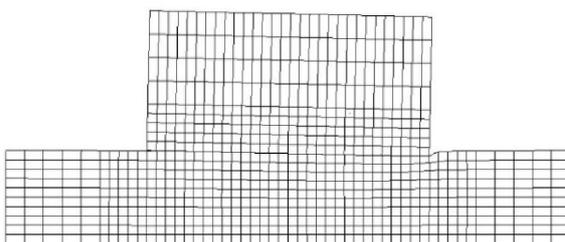


図 4-55 変形図(絶対変位 20mm)

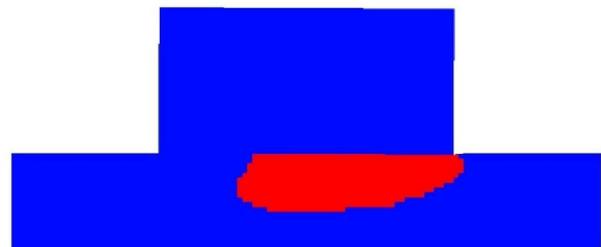


図 4-56 塑性域の進展(絶対変位 5mm)

【参考文献（執筆箇所関係分のみ）】

- 1) 光井周平：伝統的木造建築架構の構造解析手法の構築に関する研究—部材接合部の変形特性評価法の構築とその架構解析への適用，広島大学博士学位論文，乙第 4172 号，82-84（2012）

- 2) 光井周平, 金澤寛, 南陽二, 河内武, 近藤一夫: 木材めり込み挙動のアイソパラメトリック有限要素解析(その3) 弾塑性領域における定式化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, 337-338 (2010)
- 3) 光井周平, 南陽二, 河内武, 近藤一夫: 木材めり込み挙動のアイソパラメトリック有限要素解析(その1) 解析方法の概要と等変位めり込み試験解析, 構造工学論文集, Vol.56B, 359-369 (2010)
- 4) 光井周平, 近藤一夫, 堀文, 上辻真由香, 河内武: 強度比無次元化応力を用いた直交異方性降伏条件とひずみ硬化則 木材めり込み挙動のアイソパラメトリック有限要素解析(その2), 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, 第700号, 741-749 (2014)

第5章 耐震フレームの解析手法

5.1 解析手法の概要

本章では、第3章に示した試験体を対象として、昨年度の報告書に記載の方法に準じたモデル化を行い、骨組解析を行った結果について示す。なお、解析には汎用構造解析ソフト『SNAP-LE ver.7』（株式会社構造システム）を使用した。

(1) 架構の変形性状のモデル化

第3章に示した試験体 2F-C を例に、架構が変形した際にどのように水平力に抵抗するかを考える。今、水平荷重を受けて CLT 壁柱が図 5-1 に示すようにロッキングするものとするれば、水平力に抵抗する主要要素として①横架材への座金のめり込みと PC 鋼棒の伸び、②CLT/箱型金物-横架材間の三角形変位めり込み、③せん断キーによるせん断抵抗などが挙げられる。

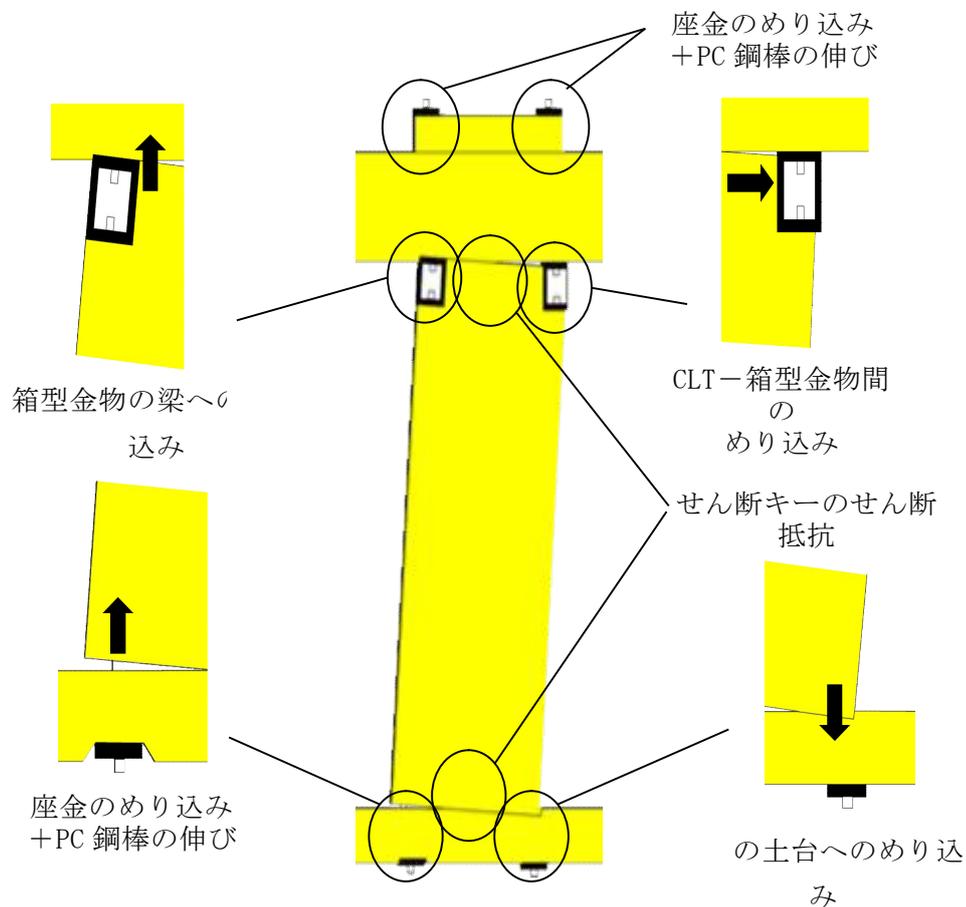


図 5-1 架構の変形性状のモデル化

(2) バネ定数の算定

骨組解析を行うために、前述の抵抗要素をバネに置換する際に必要となる剛性、耐力の算出方法について述べる。

①横架材への座金のめり込みと PC 鋼棒の伸び

座金のめり込みと PC 鋼棒の伸びをそれぞれ単軸バネに置換し、それらが直列に繋がっ

たものとしてモデル化する。バネ定数は、文献 2) に示されている「引きボルト式柱-梁接合部の回転剛性と降伏モーメントの計算式」を参考に算出する。

座金の横架材へのめり込み変形は、一般に「等変位めり込み」と呼ばれる形式となる。このとき、座金の等変位めり込み剛性 K_1 は、次式で与えられる。

$$K_1 = \frac{x_0 y_0 C_{x2m} C_{y2} E_{\perp}}{Z_0} \quad \dots (5-1)$$

ここに、

$$C_{x2m} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_0}, \quad C_{y2} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_0} \left(1 - e^{-\frac{3ny_2}{2Z_0}} \right) \quad \dots (5-2. a, b)$$

であり、また、

x_0 : 座金の幅、 y_0 : 座金の奥行、 Z_0 : 横架材のせい

E_{\perp} : 横架材の繊維直交方向（横圧縮）ヤング係数

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数（ヒノキ：6、スギ：5）

一方、PC 鋼棒の引張剛性 K_2 は、次式で与えられる。

$$K_2 = \frac{E_t A_t}{l} \quad \dots (5-3)$$

ここに、 E_t 、 A_t は、それぞれ、PC 鋼棒のヤング係数および断面積である。

これら 2 つが直列に繋がっているものとして、接合部の剛性を以下のように算出する。

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \quad \dots (5-4)$$

降伏耐力については、座金の等変位めり込みによるものの方が小さくなることから、接合部の降伏耐力は次式の座金の等変位めり込みによる降伏耐力 N_{y1} に等しいものとする。

$$N_{y1} = x_0 y_0 F_m \sqrt{\frac{C_{y2}}{C_{y2m}}} \quad \dots (5-5)$$

ここに、

$$C_{y2} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_0} \left(1 - e^{-\frac{3ny_2}{2Z_0}} \right), \quad C_{y2m} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_0} \quad \dots (5-6. a, b)$$

であり、また、 F_m は縁端距離を無限大としたときのめり込み降伏応力度（ $F_m \equiv (2.4/3)F_{cv}$ ：めり込み強度）である。

以上から算出される、各試験体のバネ定数を表 5-1 に示す。なお、降伏後の剛性低下率 β は、めり込み変形時の二次剛性が一般に初期剛性の 1/6-1/8 程度となる³⁾ことを踏まえ、ここでは $\beta = 1/6 \equiv 0.167$ を採用している。

②CLT/箱型金物-横架材間の三角形変位めり込み

CLT もしくは箱型金物による横架材への三角形変位めり込み時の剛性は、CLT/箱型金物が横架材の繊維直交方向の材料特性と比較して十分剛であるとすれば、次式で与えられる。

$$K = \frac{3x_p y_p C_y E_{\perp}}{4Z_0} \left\{ 1 + \frac{4Z_0}{3x_p} \left(1 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} \right) \right\} \quad \dots (5-7)$$

CLT 底面のどの範囲が横架材にめり込むかは、水平荷重と CLT のロッキング、各部のめり込み変形等によって時々刻々変化するため剛性も変化することとなるが、今、仮に CLT 底面の幅方向 1/3 の領域が横架材にめり込むものと仮定すれば、 $x_p = 1150/3 = 383.33(\text{mm})$ を用いて式 (5-7) から剛性を算出することができる。

ここに、

$$C_y = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p} \left(1 - e^{-\frac{3ny_1}{2Z_0}}\right) \quad \dots (5-8)$$

であり、また、

- x_p : CLT 底面のうち横架材にめり込んでいる部分の幅、
- y_p : 横架材の幅、 Z_0 : 横架材のせい、 y_1 : CLT と横架材の幅の差
- E_{\perp} : 横架材の横圧縮ヤング係数
- n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数 (ヒノキ : 6、スギ : 5)

降伏耐力 ΣN_y は、次式で与えられる。

$$\Sigma N_y = \frac{x_p^2 y_p C_x C_y E_{\perp} \theta_y}{2Z_0} = \frac{x_p y_p F_m}{2} \sqrt{\frac{C_x C_y}{C_{xm} C_{ym}}} \quad \dots (5-9)$$

ここに、

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}, C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p} \quad \dots (5-10. a, b)$$

であり、また、 F_m は縁端距離を無限大としたときのめり込み降伏応力度 ($F_m \equiv (2.4/3)F_{cv}$: めり込み強度) である。

③せん断キーによるせん断抵抗

CLT と横架材との水平力の伝達を行うために設けるせん断キーは、CLT と横架材の相互に設けられたほぞに構造用合板を挿入し、ビスで留め付ける。せん断キーの水平荷重に対する抵抗要素は、構造用合板—CLT および構造用合板—横架材間のめり込み抵抗と、ビスのせん断抵抗である。これらのビスが並列に繋がるものとして、せん断キーの剛性・耐力を算出する。(詳細は文献 1) 参照)

④CLT/箱型金物—横架材摩擦力

CLT もしくは箱型金物と横架材との三角形変位めり込みが生じる部分では、横架材による鉛直方向の拘束効果により摩擦力が生じるものと考えられる。文献 1) と同様に、摩擦力による剛性次式から算出される。

$$K = \frac{K_t L}{H} \mu \quad \dots (5-11)$$

ここに、

$$\frac{1}{K_t} = \frac{1}{K_{pc}} + \frac{1}{K_m} \quad \dots (5-12)$$

であり、 K_t は CLT—横架材間に生じる引抜剛性、 K_{pc} および K_m は、それぞれ、PC 鋼棒の

引張剛性および CLT-横架材間のめり込み剛性である。また、 L は CLT の幅、 H は CLT の高さ、 μ は摩擦係数（0.3-0.5 程度）である。

5.2 解析モデル

第3章に示した3体の試験体について、図5-2から5-4に示すようにモデル化を行った。

(1) 1F-E

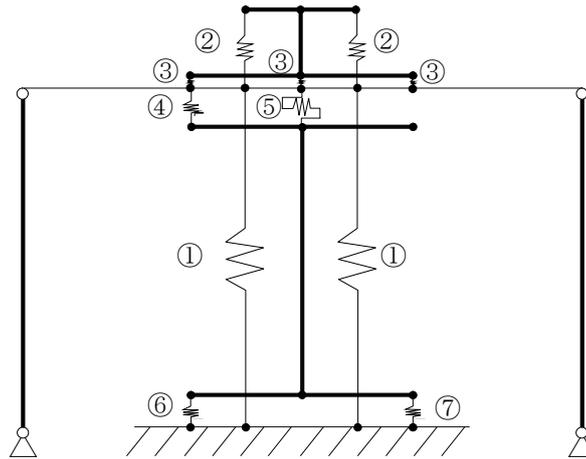


図 5-2 解析モデル (1F-E)

スプリング	軸方向	剛性 (kN/mm)	降伏耐力 (kN)	剛性低下率 β	備考
①	鉛直	11.8	108	0.050	
②	鉛直	96.9	240	0.167	
③	鉛直	210.7	191.3	0.167	上階 CLT-梁
④	鉛直	28.8	95.9	0.167	
	水平	2.8	—	—	摩擦力
⑤	水平	121.8	57	0.028	せん断キー
⑥	鉛直	32.2	326.2	0.167	PC 鋼棒
⑦	鉛直	26.1	438.8	0	

表 5-1 スプリングの特性値 (1F-E)

(2) 1F-F

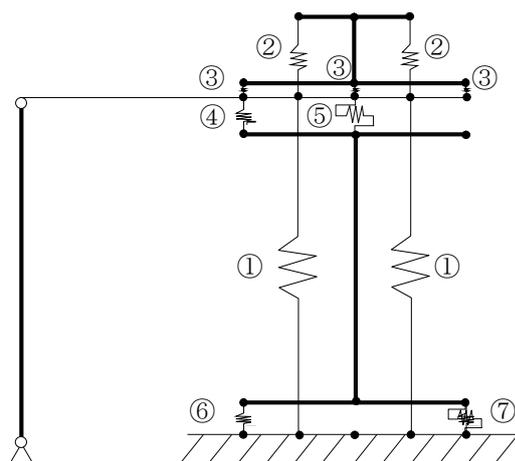


図 5-4 解析モデル (1F-F)

スプリング	軸方向	剛性 (kN/mm)	降伏耐力 (kN)	剛性低下率 β	備考
①	鉛直	11.8	108	0.050	
②	鉛直	96.9	240	0.167	
③	鉛直	210.7	191.3	0.167	上階 CLT-梁
④	鉛直	28.8	95.9	0.167	
	水平	2.8	—	—	摩擦力
⑤	水平	121.8	57	0.028	せん断キー
⑥	鉛直	32.2	326.2	0.167	PC 鋼棒
⑦	鉛直	26.1	438.8	0	

表 5-2 スプリングの特性値 (1F-F)

(3) 2F-C

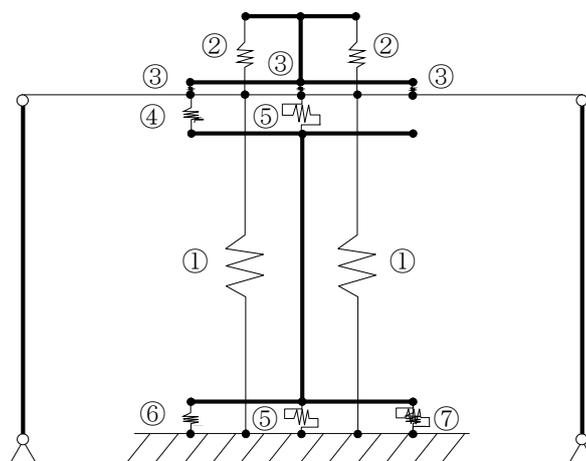


図 5-4 解析モデル (2F-C)

スプリング	軸方向	剛性 (kN/mm)	降伏耐力 (kN)	剛性低下率 β	備考
①	鉛直	11.8	108	0.050	
②	鉛直	96.9	240	0.167	
③	鉛直	210.7	191.3	0.167	上階 CLT-梁
④	鉛直	38.2	111.6	0.167	
	水平	2.7	—	—	摩擦力
⑤	水平	121.8	57	0.028	せん断キー
⑥	鉛直	27.6	326.2	0.167	PC 鋼棒
⑦	鉛直	38.2	111.6	0.167	
	水平	3.0	—	—	摩擦力

表 5-3 スプリングの特性値 (2F-C)

5.3 解析結果

(1) 1F-E

解析結果を図 5-5 に示す。解析結果は実験値を下回る結果となった。実験では初期の剛性を維持したまま 1/50(rad)程度まで変形が進行しているが、解析では 1/100(rad)程度で剛性の低下が生じている。解析では 2 階部分を想定した CLT と梁集成材との間に設置しためり込みのバネが早期に降伏しているが、モデル化の再検討が必要かもしれない。

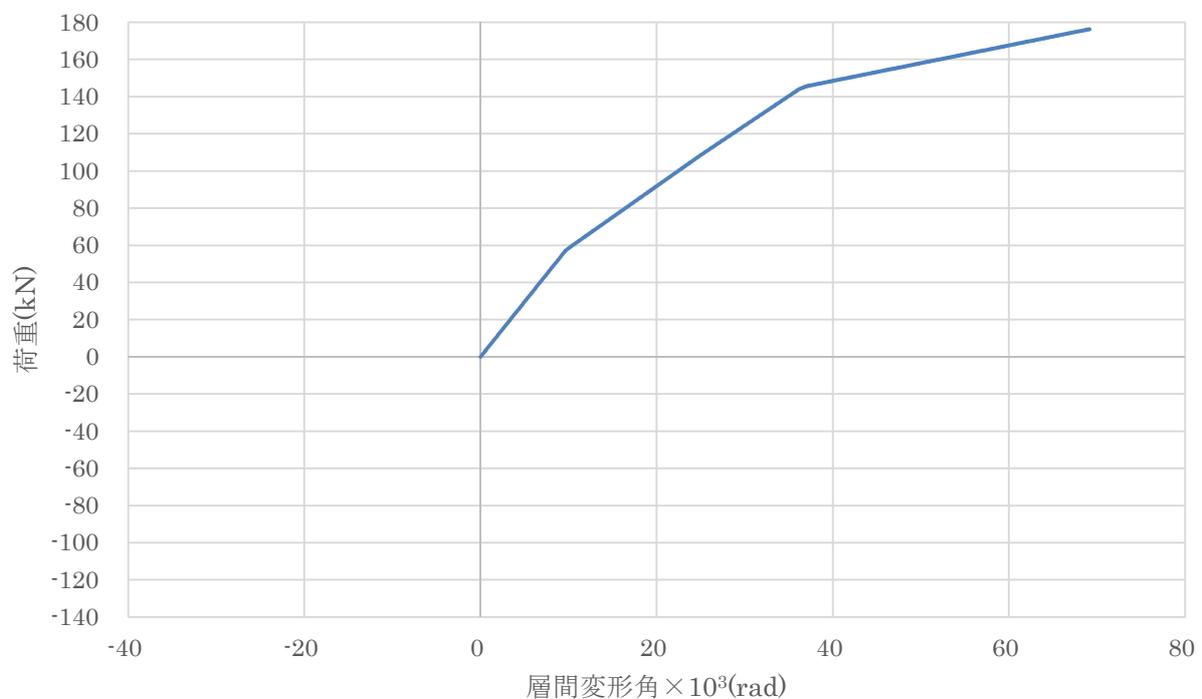


図 5-5 荷重—層間変形角関係 (1F-E)

(2) 1F-F

解析結果を図 5-6 に示す。1F-E と同様に、解析結果は実験値を下回る結果となった。一方で、実験においては 1F-E と 1F-F で同程度の剛性が得られているが、解析でも同様の結果となった。

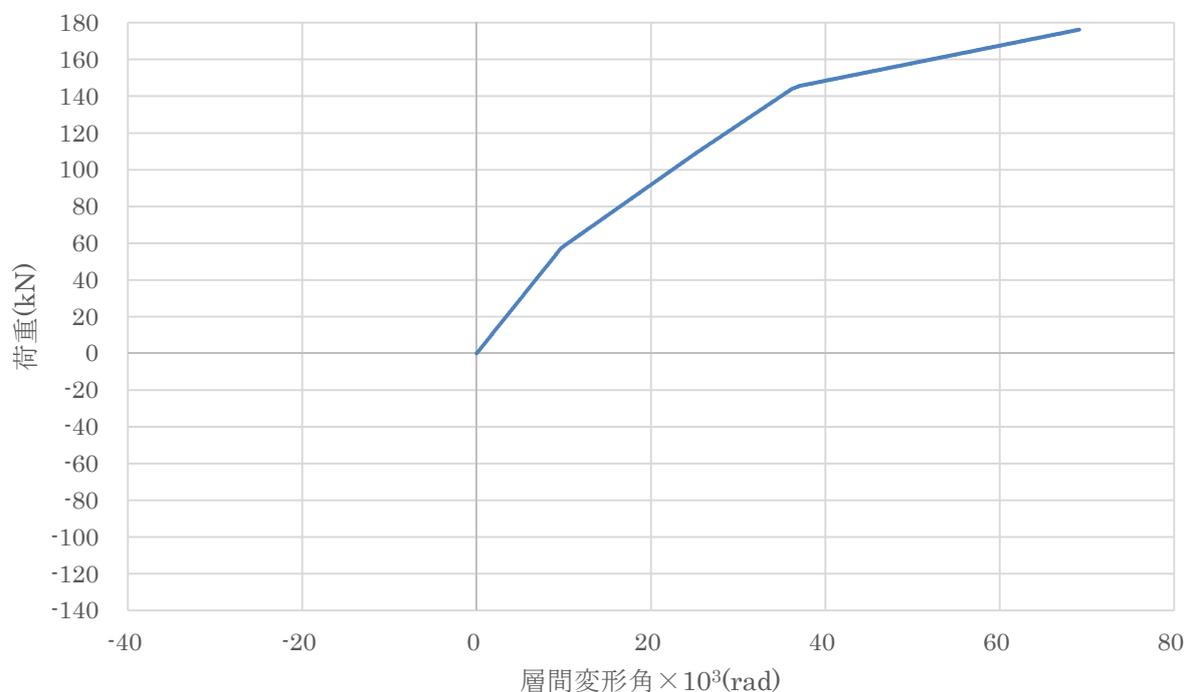


図 5-6 荷重－層間変形角関係 (1F-F)

(3) 2F-C

解析結果を図 5-7 に示す。1F-E、1F-F と比較すると剛性、耐力ともに低下する結果となり、実験結果とも対応している。このケースでは解析結果が実験結果を上回った。CLT 下部の土台へのめり込みのモデル化に際して、めり込みが生じる領域を CLT 幅の 1/3 と仮定してバネ定数を算定したが、架構の変形が大きくなるとめり込み領域は想定よりも大きくなるため、解析結果と比較して実験結果の方が低く出るものと考えられる。

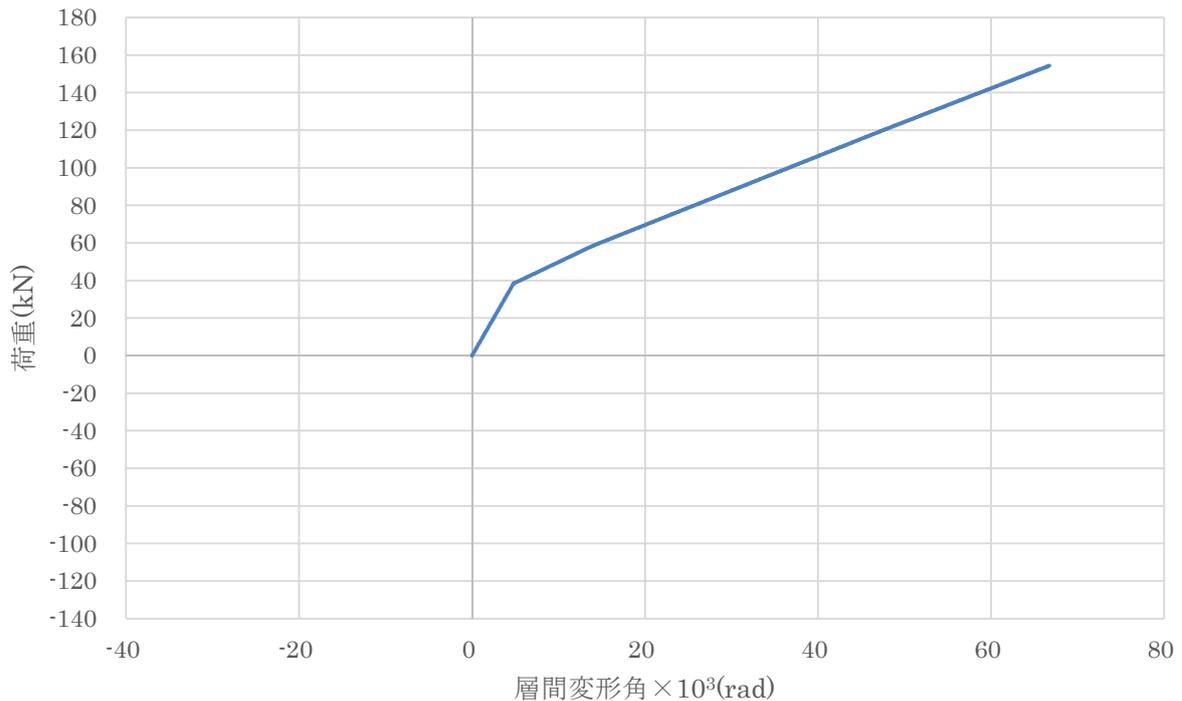


図 5-7 荷重－層間変形角関係 (2F-C)

5.4 考察

今回解析を行った範囲では、解析と実験とで荷重－層間変形角関係の傾向は再現できたものの、剛性低下の生じるポイントや二次剛性等相違も多い結果となった。こうした結果の相違は、接合部を理想化したバネ特性の設定が主な要因であるものと考えられる。本研究で取り扱っている架構においては、木材のめり込み変形に加えて PC 鋼棒の伸び変形や部材間の摩擦、せん断キーのせん断抵抗、仕口部で生じる支圧応力等の抵抗機構が複雑に絡み合い、時々刻々変化するという現象が生じている。こうした現象を単純なバネだけで再現することは大変困難である一方で、設計を考慮すればモデル化はシンプルで明快であることが重要である。

前章に示しためり込み試験の解析では、解析結果と実験結果が良好に対応しており、今後、めり込み現象を数値解析によりの確に評価可能となれば、接合部のバネ特性の設定がより実現象に近い形で可能となり、架構のレベルにおいても解析精度の向上が期待できる。今回はめり込み現象の数値シミュレーションによる再現と従来の手法を用いた骨組解析結果の提示に留まったが、今回の研究結果を踏まえて今後、文献 4) 等で提示している離散化解析手法を適用することにより、横架材の曲げ戻し効果に加えて固定荷重や積載荷重による抑え込み効果も考慮できる適切な解析モデルが提示できるものと考えている。

今後は、構造解析プログラムの完成型を睨んで、架構各所の変形機構をより詳細に分析し、モデル化の妥当性についてさらに検討する必要がある。

【参考文献】

- 1) 木構造振興株式会社：CLT 等新たな木質部材・工法の開発等支援事業（林野庁平成 26 年度補正予算事業）「高耐力の水平荷重を負担できる CLT と横架材で構成する工法の開発」, 59-79 (2016)
- 2) 日本建築学会編：木質構造接合部設計マニュアル、227-230 (2009)
- 3) 日本建築学会編：木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－、306 (2009)
- 4) 光井周平，南陽二，河内武，近藤一夫：ハイブリッド型応力法による伝統的木造架構の弾塑性解析(その 2)実大模型架構の繰返し載荷解析，構造工学論文集，Vol.57B,pp.379-385 (2011)

第6章

6.1 実験を踏まえての評価

表 6.1 に実験結果の特性値を示す。また、当該耐震要素を用いて限界耐力計算または保有水平耐力計算を行う場合の損傷限界変形角、損傷限界耐力、安全限界変形角、安全限界耐力、構造特性係数に相当する $1/\sqrt{2\mu-1}$ を表 6.2 に示す。

当該耐震要素には、木造建築物で想定されている限界耐力計算の安全限界変形角である 1/30rad を大きく超える変形性能を有するものがある。また 1/30rad に安全率 1/1.5 を乗じた 1/20rad 以上の変形性能を有するものもある。そのため、1/20rad を超える変形性能を有するものについては 1/30rad を安全限界変形角とし、安全限界変形角時の耐力を耐震要素の安全限界耐力とした。また損傷限界変形角は、外装材の変形追従性に依存し、変形追従性がある場合は 1/120rad、変形追従性が無い場合は 1/200rad となる。一方、準耐火構造物には層間変形角を 1/150rad 以下とするという変形制限がある。そのため損傷限界耐力は、1/150rad 時の耐力とした。

一方、耐力壁の構造特性係数に相当する $1/\sqrt{2\mu-1}$ については、当該耐震要素の終局変形から算出した μ を用いてよいと考えられるため、表 6.1 の μ を用いる事ができると考えられる。

表 6.1 実験結果の特性値

試験体名	Pmax (kN)	Pu (kN)	μ	$1/\sqrt{2\mu-1}$	各評価項目 (kN)				短期基準せん断耐力 Po (kN)
					P(120)	2/3 Pmax	Py	Pu• (0.2/Ds)	
1F-I	131.93	123.72	1.41	0.74	46.29	88.0	87.11	33.36	33.36
1F-H	162.11	136.67	3.43	0.41	55.03	108.1	102.53	66.12	55.03
1F-G	179.32	166.92	2.64	0.48	65.26	119.5	116.21	69.15	65.26
2F-C	110.23	90.77	2.63	0.48	33.91	73.5	57.90	37.43	33.91
3F-A	60.6	52.61	2.67	0.48	23.63	40.4	34.68	21.93	21.93
1F-J	210.49	196.57	2.43	0.51	22.80	140.3	34.68	77.29	22.80
1F-K	196.28	183.69	2.64	0.48	23.11	130.9	34.68	76.05	23.11

表 6.2 限界耐力計算及び保有水平耐力計算のための特性値

試験体名	損傷限界耐力 (kN)	損傷限界変形角 (rad)	最大耐力 (kN)	終局変形角 (rad)	安全限界耐力 (kN)	安全限界変形 (rad)	$1/\sqrt{2\mu-1}$
1F-I	35.75	1/150 Or 1/200 (外装材の変形追従性による)	131.93	32.50	131.93	31.9	0.74
1F-H	44.95		162.11	78.28	147.32	33.3	0.41
1F-G	53.46		179.32	63.00	160.15	33.3	0.48
2F-C	26.95		110.23	69.58	79.25	33.3	0.48
3F-A	19.45		60.6	60.94	49.08	33.3	0.48
1F-J	47.38		210.49	68.95	114.00	33.3	0.51
1F-K	49.38		196.28	70.78	116.08	33.3	0.48

6.2 今後の課題

本事業で取り組んだ工法の実用化に向け、第1章では次のような課題を取り上げた。

□、ディテールの整理

その1：基礎—土台—CLTのディテール（図1-2 a部）を具体的に設定する。

その2：連層の場合のPC鋼棒の接続方法（図1-2 b部）を具体的に設定する。

Ⅱ、実施設計に向けての設計手法の整理

その1：CLTと横架材間のめり込み剛性および強度データの整理が必要

その2：上記めり込み挙動も考慮した本工法の解析モデルの確立が必要

その3：上記のデータが反映される構造解析プログラムの構築が必要

上記□については、図3-5の箱型金物を1階のCLTの上下と2階のCLTの上部に使用することによって各階で建て方が可能な仕組みとした。第2章で想定した必要水平力に対する構面せん断試験の結果は次のようにまとめられる。

- ① 1階の中央タイプの耐震壁は期待した耐力を負担できる。
- ② 1階の端部タイプの耐震壁は初期剛性と終局耐力共に必要な条件を満たしていない。
- ③ 2階の耐震壁については初期剛性が必要な条件を満たしていない。
- ④ 3階の耐震壁については必要条件を概ね満たしている。

上記②については、初期剛性は梁の曲げ戻しが片持ち形式となることが原因である。また終局耐力の低下は、PC鋼棒の挿入位置が梁の端部から75mmの位置にあり、端距離が十分でないため、抜け出すことが原因になっている。初期剛性については、実際の建物では横の連層する耐力壁や直行方向の耐震壁や梁による浮き上がりの拘束により性能が向上すると期待できるが、そのためにはこれらの構造体との接合方法がカギとなる。また終局耐力についてはPC鋼棒の梁に対する端あきを確保する、あるいはPC鋼棒が側方に移動しないように拘束する等の対策が必要になる。

上記③については、CLTの脚部の三角形めり込みによる剛性の低下が課題となる。また昨年の試験結果との比較からPC鋼棒の初期のゆるみ等の影響も大きいと考えられ、PC鋼棒に初期張力を導入することで、初期剛性の向上も期待される。この初期張力の導入については耐力壁の性能のバラツキの抑制にも効果的であることから、初期張力は定量的な値を示すことが必要である。ただしリラクゼーションの影響は確認しておくことが求められる。

次にⅡについては、第4章でめり込みの情報整理を行い、構造解析モデルも昨年から改良を加えた。めり込みの解析結果は実験結果と良好に対応しており、変形挙動も追跡できている。木材の複雑な材料特性をどのように設定するかが課題となるが、適切な材料定数を設定した上でめり込み変形を数値解析により再現できれば、骨組解析で用いるバネ特性の設定がより適切に行えるものと考えられる。今後、より詳細に実験結果との比較・検討を進める必要がある。